

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA FORESTAL
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE MONTES
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID



**PROPUESTA METODOLÓGICA DE MODELIZACIÓN
HIDROMETEOROLÓGICA E HIDRODINÁMICA ENFOCADA A
LA ORDENACIÓN DEL RIESGO DE INUNDACIÓN:
APLICACIÓN A LA CUENCA DEL RÍO PEJIBAYE
(COSTA RICA)**

CARLOS DE GONZALO ARANOA

Ingeniero de Montes

Director:

JOSÉ CARLOS ROBREDO SÁNCHEZ

Doctor Ingeniero de Montes

2011

Tribunal nombrado por el Mgfco. y Excmo. Sr. Rector de la Universidad
Politécnica de Madrid, el día de de 2011

Presidente D.

Vocal D.

Vocal D.

Vocal D.

Secretario D.

Realizado del acto de defensa y lectura de la Tesis el día
de de 2011 en Madrid.

Calificación

EL PRESIDENTE

LOS VOCALES

EL SECRETARIO

A mis padres y hermanas
A mi compañera Natalia
A todos los amigos que han demostrado serlo
Mi agradecimiento por estar ahí
si para mí no fue fácil, sé que a veces para vosotros tampoco,
de todo corazón

Ninguna ciencia, en cuanto a ciencia, engaña; el engaño está en quien no sabe

Miguel De Cervantes Saavedra, 1547-1616

Si buscas resultados distintos, no hagas siempre lo mismo

Albert Einstein, 1879-1955

Resumen

El riesgo de inundación se define comúnmente por la combinación de la probabilidad de ocurrencia (amenaza) y las consecuencias negativas potenciales (vulnerabilidad) asociadas a una inundación. Los recientes avances en el campo de los Sistemas de Información Geográfica (SIG) y la teledetección, así como en los sistemas de cálculo, hacen posible el uso de la modelización hidrometeorológica e hidrodinámica para la delimitación de la amenaza de inundación, en un campo de aplicación mucho más amplio de una manera más eficiente. Estos modelos son útiles para los sistemas de gestión del riesgo de inundación (producción de mapas de riesgo, sistemas de alerta temprana), facilitando enormemente el proceso de toma de decisiones y de comunicación entre los gestores del riesgo de inundación, y entre éstos y la población.

En esta tesis se investiga sobre la aplicabilidad y la precisión, en el caso de Costa Rica, de estos modelos. Por ello, se comparan diversas metodologías de modelización hidrometeorológica e hidrodinámica para la delimitación de la amenaza, así como el tratamiento de la información básica existente, y su impacto en los resultados, pretendiendo finalmente proveer pautas para su aplicación en la gestión del riesgo de inundación.

A través de los resultados obtenidos en la cuenca del río Pejibaye y de su discusión, se propone finalmente una metodología de modelización, que pretende ser una herramienta útil para cualquier sistema de gestión del riesgo de inundación a nivel regional. Las particulares características de la región (precipitaciones intensas concentradas en pocas horas, cuencas de montaña de tamaño mediano con pendientes elevadas y tiempos de respuesta muy reducidos), así como la viabilidad de la metodología (disponibilidad de la información y el software necesarios) han sido determinantes en el desarrollo del modelo.

El modelo propuesto usa un modelo hidrometeorológico semidistribuido construido con el sistema de modelización HEC-HMS, comúnmente utilizado en el campo de la hidrología de superficie. Dicho modelo considera todos los elementos relevantes de un modelo de este tipo (precipitación, relación escorrentía-infiltración, escorrentía superficial, caudal base y conducción de hidrogramas) y se puede desarrollar fácilmente mediante un sistema de calibración en pasos múltiples, propuesto también en esta tesis. Se ha efectuado además una validación

obteniendo resultados satisfactorios en cuanto a la precisión de sus predicciones, si bien se ha detectado el papel destacado del parámetro precipitación en los resultados de la simulación.

Asimismo, se ha comparado y analizado el comportamiento de dos modelos hidrodinámicos: HEC-RAS (1D) e IBER (2D), en dos tramos de la red de drenaje de estudio, con objeto de evaluar su mayor o menor aptitud para su aplicación en la valoración del riesgo de inundación. El análisis se ha basado en las características del tramo y la magnitud del evento. Además, se ha analizado la influencia de la calidad y resolución de la geometría de entrada y la sensibilidad de los resultados al parámetro de rugosidad (número de Manning). Los resultados de esta comparación ponen de manifiesto las ventajas y las limitaciones de ambos sistemas de modelización, destacando la mayor precisión y verosimilitud del modelo construido con IBER (2D) y la mayor eficiencia del modelo construido con HEC-RAS (1D). En este caso la información topográfica destacó como la mayor fuente de incertidumbre en el modelo.

Summary

Flood risk is commonly defined as the combination of the probability of occurrence (threat) and the potential damages (vulnerability) associated with a flood event. Recent advances in the field of Geographic Information Systems (GIS), remote sensing, and computing systems, have enable the use of hydrometeorological and hydrodynamic modelling, regarding the threat definition, to a much broader field of application in a more efficient way. These models are useful tools for flood risk management systems (e.g. production of risk maps, warning systems), and greatly facilitate the process of decision making and communication between the flood risk managers, and between them and the population.

The applicability and accuracy of these models, in the case of Costa Rica, has been investigated in this thesis. Therefore, several hydrometeorologic and hydrodynamic modelling methods, useful for the threat delimitation, as well as the treatment of the existing basic information, and the impact on the results, have been compared and analysed, seeking to provide guidelines for its application in the flood risk management field.

Through the results, and their discussion, obtained in the Pejibaye River basin, a modelling methodology is finally proposed, which claims to be a useful tool for any flood risk management system at a regional scale. The particular characteristics of the region (heavy rainfall concentrated in a few hours, midsize mountain watersheds with steep slopes, and very short lag times) and the readiness of the methodology (basic information and software availability) have been critical for the model development.

The proposed model uses a semi-distributed hydrometeorologic model developed by means of the HEC-HMS, commonly used in the field of surface hydrology. The model considers all the relevant elements of a so-called model (precipitation, rainfall-runoff relationship, surface runoff routing, base flow and channel routing) and can be easily developed using a multi-step calibration system, also proposed in this thesis. A validation has been conducted, with satisfactory results regarding the prediction accuracy. The precipitation input highlighted as the most impacting parameter in the simulation.

The behaviour of two hydrodynamic models has been compared and analyzed: HEC-RAS (1D) and IBER (2D) using two reaches of the studied river system, in

order to assess the suitability for their use in flood risk threat definition. The analysis is based upon the characteristics of the modelled reaches, and the magnitude of the simulated event. In addition, the influence of the quality and resolution of the input topography and the sensitivity of the results to the roughness parameter (Manning's number) has been analysed. The results rise up the advantages and limitations of both modelling systems, highlighting the more accurate and realistic predictions yield by the model built with IBER (2D), and the greater efficiency of the model built with HEC-RAS (1D). In this case, the topographic information highlighted as a major uncertainty source in the model.

INDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	3
1.1. La gestión del riesgo de inundación en Costa Rica	6
1.1.1. Zonificación del riesgo de inundación.....	6
1.1.2. Sistema de alerta temprana	16
1.2. Marco normativo para la producción de mapas de peligrosidad y de riesgo de inundación en Europa y España	17
2. OBJETIVOS GENERALES	20
3. MODELO HIDROMETEOROLÓGICO	22
3.1. Introduction	22
3.2. Study Site and Methods	25
3.2.1. The Pejibaye River Basin	25
3.2.2. River System	26
3.2.3. Meteorological and hydrological data	29
3.2.4. Semi-distributed hydrologic model.....	31
3.2.5. Calibration strategy	43
3.2.6. Goodness of fit and comparison of methods.....	46
3.3. Results	46
3.4. Discussion.....	54
3.5. Conclusions	60
4. MODELO HIDRODINÁMICO	62
4.1. Introducción	62
4.1.1. Selección del modelo hidrodinámico	63
4.1.2. Información topográfica.....	63
4.1.3. Resistencia al flujo.....	65
4.2. Materiales y Métodos	66
4.2.1. Modelos hidrodinámicos.....	66
4.2.2. Red de drenaje y secciones transversales.....	70
4.2.3. Malla de cálculo 2D	72
4.2.4. Geometría	74
4.2.5. Rugosidad	76
4.2.6. Superficies de inundación	77
4.2.7. Criterios de comparación	77

4.3.	Resultados	78
4.3.1.	Modelo hidrodinámico.....	78
4.3.2.	Malla de cálculo 2D	101
4.3.3.	Geometría	105
4.3.4.	Rugosidad	107
4.3.5.	Superficies de riesgo	109
4.3.6.	Régimen variable.....	112
4.4.	Discusión	116
4.4.1.	Modelo hidrodinámico.....	116
4.4.2.	Malla de cálculo 2D	120
4.4.3.	Geometría	121
4.4.4.	Rugosidad	123
4.4.5.	Régimen variable.....	124
4.5.	Conclusiones.....	125
5.	APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA PARA PRODUCIR LOS MAPAS DE AMENAZA DE INUNDACIÓN DE PEJIBAYE Y SAN RAFAEL DE PLATANARES	127
5.1.	Tormentas de diseño.....	127
5.2.	La inundación provocada por el huracán César en la población de Pejibaye	129
5.3.	Mapas de amenaza de inundación.....	131
6.	CONCLUSIONES GENERALES.....	134
7.	AGRADECIMIENTOS	137
8.	REFERENCIAS	138
9.	ÍNDICE DE FIGURAS	148
10.	ÍNDICE DE TABLAS	153

1. INTRODUCCIÓN

El riesgo de inundación puede definirse como la combinación de la probabilidad de que se produzca una inundación (la amenaza o peligrosidad) y de las posibles consecuencias negativas para la salud humana, el medio ambiente, el patrimonio cultural y la actividad económica (la vulnerabilidad), asociadas a una inundación.

La gestión del riesgo de inundación consiste en el manejo de una situación de riesgo existente, incluyendo además un sistema de planificación orientado a su mitigación. De este modo, la gestión no sólo implica la defensa frente a las inundaciones, sino que además engloba el manejo de la situación de riesgo en un sentido más amplio, incluyendo diferentes niveles que van desde la prevención a la actuación en el desastre. Plate (2002) diferencia cuatro niveles de actuación en un sistema de gestión del riesgo de inundación: el análisis de riesgo, el mantenimiento y la mejora del sistema de gestión, la prevención y la respuesta en caso de desastre.

En particular, el análisis del riesgo incluiría la delimitación de la amenaza, el análisis de la vulnerabilidad y la determinación del riesgo propiamente dicho, por la combinación de ambos factores. La prevención, sin embargo, comprendería la planificación territorial para la mitigación de desastres, así como los sistemas de alerta temprana y evacuación. Finalmente, los planes de respuesta en caso de desastre hacen referencia a la rehabilitación, la asistencia humanitaria y la reconstrucción. Cabe destacar que todo ello supone un sistema dinámico, pudiendo variar tanto en los aspectos técnicos (disponibilidad de nueva información adicional, cambios físicos del medio, nuevas metodologías de análisis), como en los no técnicos (percepción del riesgo, resiliencia).

El avance en el campo de los Sistemas de Información Geográfica (SIG), así como el aumento en la disponibilidad fuentes de información topográfica más precisa (p.e. a través de la teledetección), han permitido extender el uso de la modelización hidrometeorológica e hidrodinámica a un campo de aplicación mucho más amplio. Estos modelos son útiles para los planes de gestión del riesgo de inundación tanto en el caso de la zonificación de las amenazas (mediante la producción de mapas de riesgo) como en el caso de la alerta temprana (predicción de situaciones de riesgo),

facilitando enormemente el proceso de toma de decisiones y de comunicación entre los gestores del riesgo de inundación, y entre éstos y la población (Pender et al. 2007).

Sin embargo, aunque hasta este punto existe un claro consenso a nivel mundial, en la estrategia a seguir para construir un sistema de gestión del riesgo de inundación, existen pocas normas generales en cuanto al uso de los diferentes modelos disponibles y a la aplicación práctica de los mismos en el análisis del riesgo y la prevención de desastres.

Obviamente, la selección de un tipo de modelo u otro dependerá en parte de la disponibilidad de la información básica necesaria para su aplicación. De este modo, se puede distinguir entre aquellos sistemas que se basan esencialmente en la recopilación de informes de eventos históricos, que produjeron situaciones de riesgo y desastres en el pasado, para calibrar los modelos estableciendo relaciones de analogía; la aplicación de modelos agregados o distribuidos, con mayor o menor componente física, basados en variables ambientales, para el análisis del riesgo; y finalmente los sistemas mixtos que utilizan los dos enfoques anteriormente expuestos, y por tanto se caracterizan por una mayor fiabilidad de los resultados.

En este estudio se pretende ahondar más en el este campo, prestando especial atención a dos aspectos que en muchas ocasiones entran en conflicto: la precisión de las predicciones de los modelos y la aplicabilidad de los mismos. Como caso de estudio se ha tomado Costa Rica, en concreto la cuenca del río Pejibaye en el Pacífico Sur, por presentar un nivel intermedio (a nivel mundial) de disponibilidad de la información básica necesaria y una incidencia recurrente de eventos extremos.

En suma, en esta tesis se investiga sobre la aplicabilidad y la precisión de varias metodologías, comparando diferentes alternativas de cálculo, así como en el tratamiento de la información básica para la delimitación de la amenaza. Por tanto, propone una metodología de modelización, que pretende ser una herramienta útil para cualquier sistema de gestión del riesgo de inundación, siempre que exista la información suficiente para crear adecuadamente el modelo. Los límites y criterios

de probabilidad utilizados se plantean a modo de ejemplo, ya que siendo razonables y consistentes, queda a criterio del gestor modificarlos, dependiendo de las circunstancias en cada caso.

A continuación (sección 1.1) se presenta un resumen, en el contexto de Costa Rica, en cuanto a la gestión del riesgo de inundación, focalizado en la ordenación territorial y en el sistema de alerta temprana, ambos referidos al riesgo de inundación y desde el punto de vista práctico de la simulación hidrometeorológica e hidrodinámica.

Posteriormente, en la sección 1.2, se presenta escuetamente la normativa referente al análisis de la amenaza en el contexto europeo, a través de la Directiva 2007/60/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 23 de octubre de 2007, relativa a la evaluación y gestión de los riesgos de inundación, y en el contexto español, recogido en el Real Decreto 903/2010, de 9 de julio, de evaluación y gestión de riesgos de inundación. El motivo para comentar esta normativa, es que fija de manera muy concisa los límites de riesgo y su grado de acuerdo a parámetros hidráulicos, a la vez que fija con precisión los parámetros hidrológicos y sus probabilidades excedencia (o de no excedencia). Con ello no se pretende hacer una comparación entre ambos contextos, sino plantear la aplicabilidad de un criterio que se basa fuertemente en la simulación hidrológica e hidrodinámica, en el caso de Costa Rica, utilizando la información básica disponible; la cual, desde el punto de vista del autor de esta tesis es suficiente para desarrollar dicho estudio adecuadamente.

En la sección 2 se expresan los objetivos generales de esta tesis. A continuación, en las secciones 3 y 4 se describen los modelos propuestos, así como las consideraciones que se han tenido en cuenta para conformarlos. En el caso del modelo hidrometeorológico, se presenta en lengua inglesa, debido a que fue en este idioma en el que se escribió originalmente para su publicación. La sección 5 se presenta la aplicación de dichos modelos al caso de la cuenca del río Pejibaye, especificando la zonificación de la amenaza para las poblaciones de Pejibaye y de

San Rafael de Platanares. Finalmente la sección 6 presenta las conclusiones más relevantes del estudio.

1.1. La gestión del riesgo de inundación en Costa Rica

En Costa Rica, al igual que en muchas otras zonas del mundo, los problemas propios de las inundaciones se ven agravados a menudo debido a la invasión a los cauces de los ríos. Según la ley Forestal (No. 7575) de Costa Rica, en su artículo 33 del capítulo IV, son declaradas como áreas de protección una franja horizontal de 15 metros para zona rural y de 10 metros en zona urbana, si el terreno es plano, así como una franja horizontal de 50 metros en terreno quebrado. Estas zonas ribereñas son declaradas como áreas de protección.

La zona del Pacífico Sur de Costa Rica, donde se encuentra el área de estudio, se ve con frecuencia afectada indirectamente por los huracanes que se desarrollan en el mar Caribe, provocando precipitaciones que pueden alcanzar intensidades muy elevadas, y consecuentemente inundaciones. Los casos recientes más relevantes han sido Gilbert (1988), Juana (1988), César (1996) y Mitch (1998).

La Comisión Nacional de Prevención de Riesgos y Atención de Emergencias (CNE) es el ente con potestad para determinar las zonas con riesgo de inundación. La herramienta base para determinar los usos del suelo en zonas de riesgo es el Plan Regulador Cantonal. Del mismo modo, el Instituto Meteorológico Nacional (IMN) es el ente encargado de realizar la vigilancia que dispara el sistema de alerta temprana, igualmente operado por la CNE.

Se exponen a continuación las herramientas vigentes en Costa Rica, en cuanto a la zonificación de zonas de riesgo y a los sistemas de alerta temprana.

1.1.1. Zonificación del riesgo de inundación

La CNE establece algunas recomendaciones, que precisan de una zonificación de las amenazas, en cuanto a la planificación de la gestión del riesgo de inundación en el de Cantón de Pérez Zeledón, donde se ubica la cuenca de Pejibaye (fuente: web oficial de la CNE; <http://www.cne.go.cr/Atlas%20de%20Amenazas/PEREZELEDON.htm>):

En vista de que el mayor problema que generan las inundaciones, es por la ocupación de las planicies de inundación de los ríos, con precarios y asentamientos humanos, supuestamente legales, se recomienda:

- 1. Que la Municipalidad del Cantón de Pérez Zeledón, no permita que continúe el desarrollo urbano en las planicies de inundación, exigiendo a toda persona que solicite un permiso de construcción en áreas cercanas a cauces de agua, el respectivo visado de planos por parte de la Dirección de Obras Portuarias y Fluviales, así como de la Dirección General Forestal, con el objetivo de que el desarrollo urbano este a derecho.*
- 2. Fomentar programas de educación ambiental, para evitar la contaminación de los ríos y quebradas, con desechos sólidos y otros, así como establecer brigadas de vecinos para la limpieza y mantenimiento de los desagües y cauces de agua.*
- 3. Planificar el envío de aguas servidas y pluviales que fluyen de las diferentes urbanizaciones, y que aumentan el caudal de los ríos, provocando inundaciones en períodos de lluvias intensas.*
- 4. Que la Municipalidad en cooperación con el Ministerio de Obras Públicas y Transportes a través de la Dirección de Obras Portuarias y Fluviales, realice obras tales como: canalización para maximizar la sección hidráulica de los ríos, protección de márgenes en algunas zonas donde los ríos son muy superficiales con la construcción de diques longitudinales para evitar el desbordamiento de los mismos.*
- 5. Que los grupos organizados del Cantón de Pérez Zeledón, formen grupos de vigilancia de las cuencas de los ríos que pasan cerca de los centros de población para evitar que inundaciones y avalanchas tomen por sorpresa a la población en épocas de lluvia de alta intensidad.*

La zonificación del riesgo de inundación más reciente en Costa Rica ha sido elaborada por parte del Programa de Investigación en Desarrollo Urbano Sostenible (ProDUS), de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica (UCR). Estos planes cantonales abarcan la ordenación territorial desde un

enfoque global. En referencia al tema que nos ocupa, el Plan Regulador Cantonal de Pérez Zeledón (ProDUS, 2007), contiene la última zonificación en materia de riesgos de inundación acometida en la zona. Previamente a este trabajo se contaba con el anterior Plan Regulador, que ya contenía una zonificación del riesgo por inundación, elaborada directamente por la CNE (2006).

En la Figura 1-1 se muestra la división por cuencas hidrográficas del cantón de Pérez Zeledón, en el que se distingue la cuenca del río Pejibaye en la región sureste, y en la Figura 1-2 la comparación entre las manchas de inundación establecidas por los dos planes reguladores ya presentados.

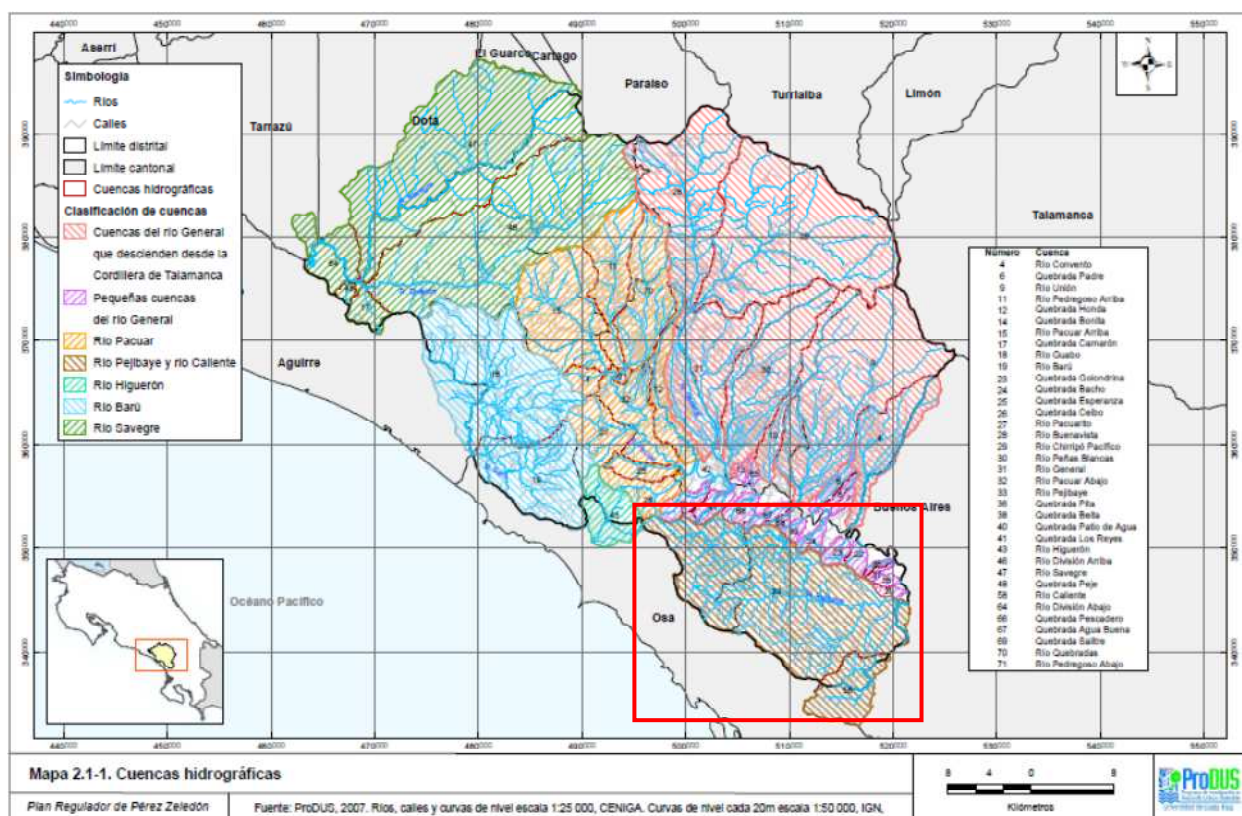


Figura 1-1 Cuencas hidrográficas del cantón Pérez Zeledón y mapa de situación en Costa Rica. El marco rojo marca la localización de la cuenca del río Pejibaye. Fuente ProDUS (2007).

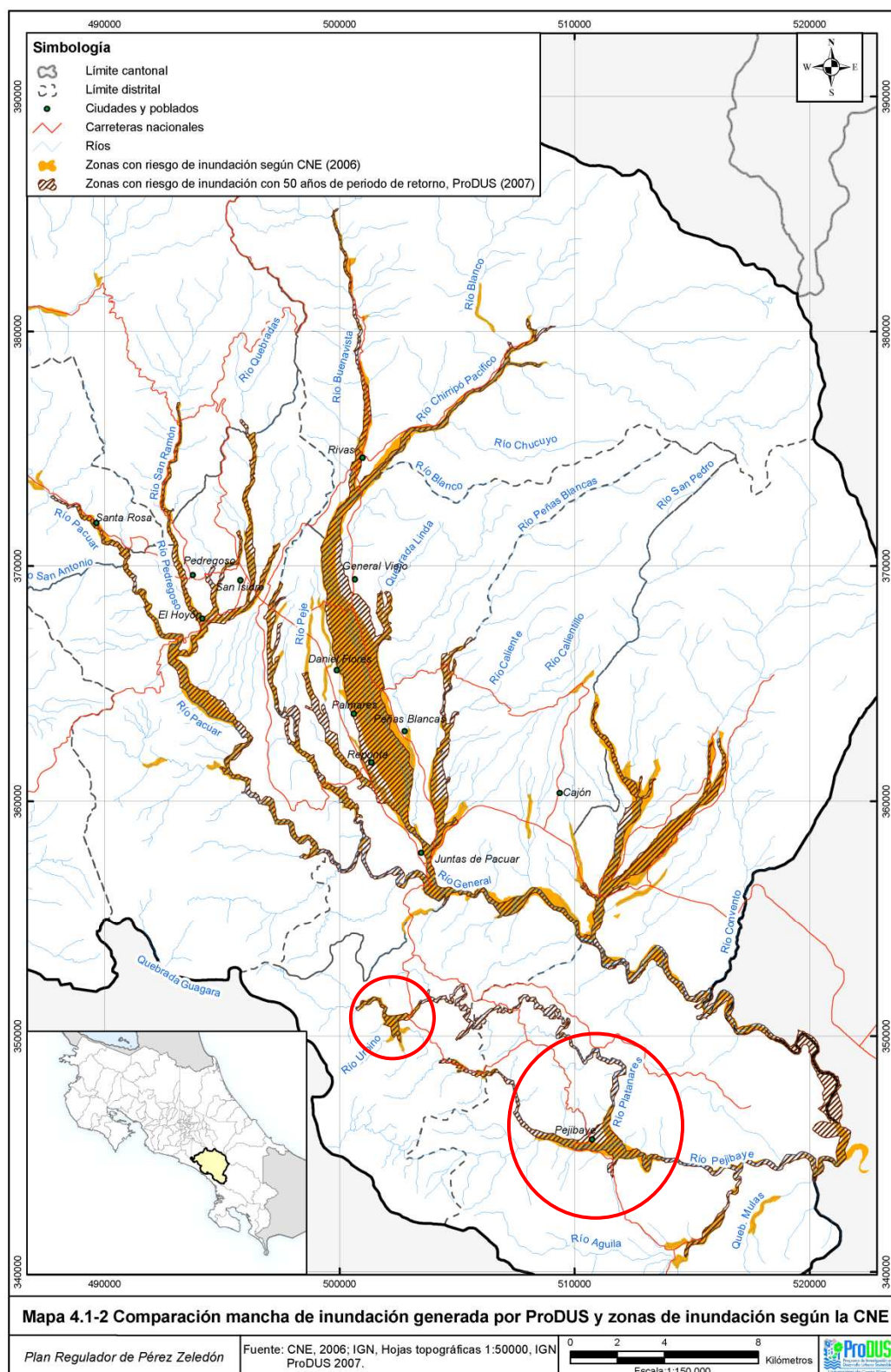


Figura 1-2 Manchas de inundación en el cantón de Pérez Zeledón según ProDUS (2007) y según la CNE (2006). Los círculos rojos marcan las zonas consideradas de inundación dentro de la cuenca del río Pejibaye. Fuente ProDUS (2007).

Ambos planes establecen dos grandes manchas de inundación dentro de la cuenca del río Pejibaye (marcadas con círculos rojos en la Figura 1-2): en el entorno a la población de Pejibaye y en la población de San Rafael de Platanares. Se comenta a continuación el procedimiento para la obtención de ambas delimitaciones de manchas de inundación.

La CNE ha clasificado las zonas de inundación de acuerdo a los sitios donde históricamente se han presentado problemas de este tipo. Tras de la avenida producida por el huracán César en el año 1996, la CNE modificó su zonificación de amenazas de riesgo por inundación, incluyendo los nuevos límites alcanzados por este desastre.

En relación al huracán César, el 27 de Julio de 1996 las inundaciones y deslizamientos producidos por influencia de este fenómeno, cubrieron un área equivalente al 20 % del territorio de Costa Rica. La zona del Pacífico sur (junto con algunas zonas del valle central) fueron las más afectadas del país. Cerca de medio millón de personas se vieron afectadas de forma directa o indirecta. Cerca de 2600 familias perdieron de forma parcial o total sus hogares (PNUD, 1997). Se registraron 39 muertes y 29 desaparecidos. Además 1500 personas quedaron aisladas completamente debido al corte de carreteras y sus necesidades más urgentes tuvieron que ser cubiertas por medios aéreos. Las infraestructuras viarias resultaron especialmente dañadas. Del mismo modo sufrieron graves daños las redes de suministro de agua, electricidad y las telecomunicaciones. El análisis post-evento (CEPAL, 1996) informó de un total de 151 millones de dólares en daños, 83 de ellos en pérdidas directas y 68 en daños indirectos.

En el informe ProDUS (2007) se menciona que las avenidas en la zona del río General (del que es tributario el río Pejibaye), causadas por el huracán César, fueron las mayores avenidas observadas de los últimos 50 años en la zona (Mora, 1998). Con respecto al período de retorno de una tormenta como la producida por el huracán César, algunos autores (Maldonado, 2007; Navarro, 2004), afirman que es superior a los 100 años, pero Mora (1998), sugiere que tal evento ha sido el mayor en un período de 50 años, lo cual lo confirma con la consulta a algunos

pobladores de la zona; éstos últimos recuerdan que para mediados de los años cincuenta se dio un evento similar, por lo que sugiere que el periodo de retorno para una tormenta de magnitud semejante se podría estimar en 50 años.

Se debe decir a este respecto que el periodo de retorno (PR), expresado en años, hace referencia al concepto estadístico de probabilidad anual de excedencia (P) de un evento de una determinada magnitud, es decir, la probabilidad de que en un año concreto se presente un evento de magnitud superior al de referencia; cumpliéndose la relación $PR = 1/P$. Del mismo modo, la estimación de la curva de recurrencias de caudales corresponde a un único cálculo efectuado para una serie de caudales concreta (suficientemente prolongada a fin de ser representativa). Por consiguiente, el cálculo del PR de una avenida depende de la serie concreta utilizada, siendo además su valor representativo de un concepto estadístico, que debería ser expresado como tal, para no llevar a falsas interpretaciones del concepto. Con este enfoque, Maldonado (2007) estima que el PR del evento en cuestión es ligeramente superior a los 100 años (probabilidad anual de excedencia inferior al 1 %), utilizando un ajuste SQRT de los datos de caudales calculada para la estación limnigráfica de Pejibaye (serie 1971-1997).

La CNE (ProDUS, 2007) informó de daños específicos en las comunidades afectadas por el huracán César en el cantón de Pérez Zeledón. En particular, en el caso de la cuenca del río Pejibaye se mencionan los casos de Pejibaye y de San Rafael de Platanares, como se muestra a continuación:

- *Sector Urbanización El Colegio de Pejibaye: El barrio El Colegio de Pejibaye, ubicado en la margen derecha del río Platanares fue destruido por el desbordamiento del río Platanares.*
- *Localidad de San Rafael de Platanares: Se dio el encañonamiento de las aguas en cauces angostos debido a la topografía irregular, saturación de suelos y altos índices de escurrimiento causados por la deforestación presente. Las pocas áreas planas cercanas al cauce resultaron inundadas, depositando en ellas lodos y troncos.*

De la descripción de los daños producidos se deduce el marcado carácter torrencial de los cursos estudiados; asimismo se desprende de ella la importante carga sólida que arrastra el flujo durante eventos extremos. Este último factor, es de relevante importancia en cursos de este tipo, dado su previsible impacto en el comportamiento de la avenida. Sin embargo, el análisis de caudales sólidos ha quedado fuera del ámbito del estudio debido a su carácter más impredecible e incierto, respecto a la cuantificación de los cuantiosos, pero seguramente locales, aportes de materiales sólidos al flujo, en situaciones de eventos extremos.

Con el criterio de la CNE quedan finalmente delimitadas las zonas de inundación en 2003 (Figura 1-3) y son publicadas en 2006, como se indica en el Plan Cantonal de ProDUS (2007). Dichas zonas se caracterizan por pendientes muy moderadas a los pies de laderas con pendientes mucho más pronunciadas, como ocurre típicamente en las zonas bajas de las cuencas de montaña.

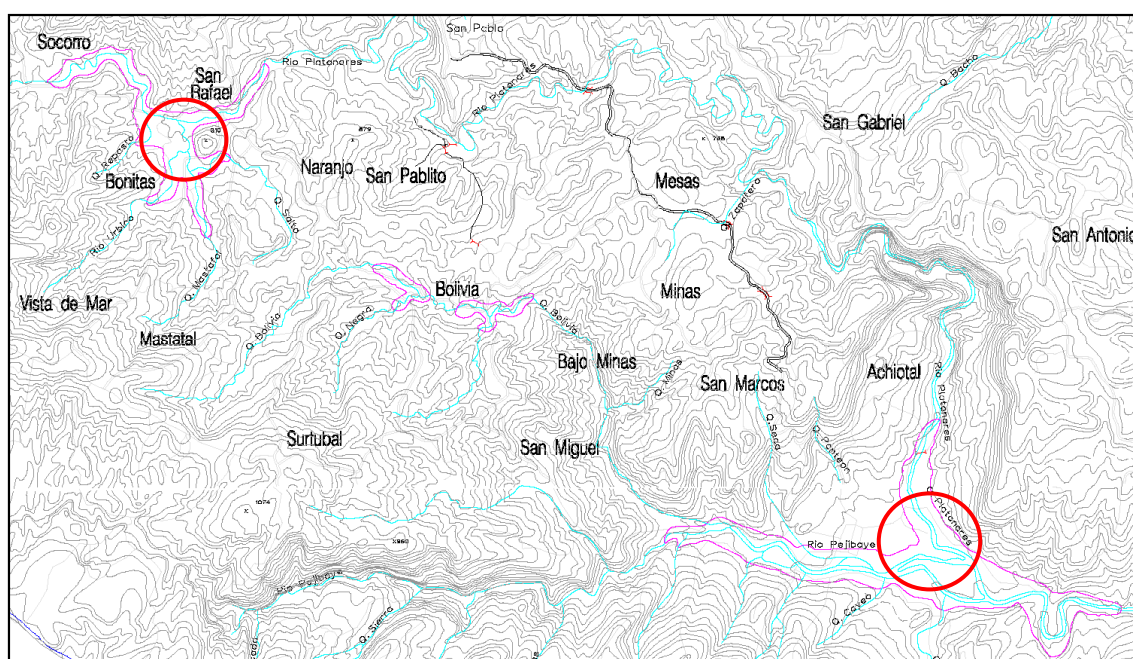


Figura 1-3 Zonificación de la amenaza en la cuenca del río Pejibaye, según el criterio de la CNE (2006) que utiliza las inundaciones provocadas por el César. Los círculos rojos marcan las zonas donde se registraron los daños más importantes. Fuente: CNE (2006)

Por otra parte, en el informe del ProDUS (2007) se calcularon las áreas con amenazas naturales por inundación a partir de los mapas de la CNE. En él, se comenta además que el relieve accidentado limita el área que posee Pérez Zeledón para el desarrollo urbano y agropecuario. Ello provoca que la población se asiente en las pocas zonas bajas y planas, aunque algunas de ellas pertenezcan a planicies de inundación. Se especifica que las mayores áreas de inundación se ubican en las subcuencas de los ríos General, Unión y Pejibaye (este último con 667 ha de zonas inundables).

Para ésta última delimitación de zonas inundables se empleó un modelo hidrológico y un modelo hidrodinámico, los cuales se exponen a continuación. El modelo hidrológico agregado utilizado encuentra en primer lugar los hidrogramas unitarios para las cuencas instrumentadas utilizando los registros de las estaciones forométricas disponibles, para luego realizar el traslado de los hidrogramas de forma sintética, utilizando el hidrograma unitario de Snyder (1938), para las cuencas que no se encuentren instrumentadas. Después de establecer los hidrogramas unitarios para las cuencas, se calcularon los caudales máximos instantáneos para periodos de retorno de 10, 25 y 50 años para las estaciones forométricas que poseían datos suficientes. Utilizando los picos de los hidrogramas unitarios sintéticos y los caudales máximos instantáneos de cada una de las estaciones forométricas, se asignaron valores de caudales instantáneos máximos para los diferentes periodos de retorno a todas las cuencas que formaron parte de este estudio.

Para la estimación de los caudales punta se utilizaron los datos históricos de los boletines hidrológicos del Instituto Costarricense de Electricidad (ICE) para el periodo comprendido entre los años hidrológicos 1963-1964 a 1992-1993, además de incluir los datos de caudales de las tormentas producidas por los huracanes César (1996) y Mitch (1998), de las que se tienen los registros para las estaciones forométricas Cuesta 98-31- 09 y Rivas 98-31-08 (ambas fuera de la cuenca de estudio), propiedad del ICE.

Con los datos de caudal máximo de las estaciones se procedió a realizar un análisis estadístico de caudales máximos, usando una distribución de valor extremo tipo Gumbel. Con ello se establecieron relaciones con los caudales punta de los hidrogramas unitarios para las cuencas analizadas y se procedió a calcular los caudales para los tramos de los ríos estudiados, para los diferentes periodos de retorno. Para las subcuencas más pequeñas se realizó la asignación de los caudales para los tramos utilizando la razón de área tributaria de las cuencas.

Para realizar el estudio hidrodinámico y calcular las variables hidráulicas, se utilizó el modelo unidimensional del Hydrologic Engineering Centers, River Analysis System (HEC- RAS v3.1.1; <http://www.hec.usace.army.mil/software/hecras/index.html>) en régimen estacionario. Para realizar este estudio se empleó la información topográfica de las curvas de nivel con equidistancia de 10m de las hojas topográficas 1:25000 del Centro Nacional de Información Geoambiental (CENIGA).

En el propio informe de ProDUS (2007) se especifica que la precisión de la información topográfica utilizada, no es adecuada para realizar el análisis hidráulico de este tipo, pues en general las secciones transversales (Figura 1-4) de los cauces no presentan depresiones mayores a 10 m y en ocasiones las secciones obtenidas del modelo de elevación no muestran la depresión correspondiente al cauce de los ríos. Para intentar resolver este inconveniente, se interpolaron las curvas de nivel, suponiendo que las secciones de los ríos varían linealmente a lo largo del eje de los mismos. Por este motivo la delimitación final de las manchas de inundación se refinaron manualmente, de acuerdo a la forma de los cauces y teniendo en cuenta la posibilidad de flujo lateral en secciones con poca capacidad hidráulica.

Se comenta en el citado estudio que las manchas propuestas (basadas en los modelos hidrológicos e hidráulicos expuestos) tienden a ser más amplias que las propuestas por la CNE (basadas en los daños producidos por el huracán César en 1996). Este resultado coincide con el análisis de la geometría base para construir el modelo hidrodinámico, recogida más adelante en esta tesis, en el que se aprecia un

aumento de la zona de inundación, a medida que la resolución de la información topográfica disminuye. En concreto, la mancha de inundación derivada del informe ProDUS y la de la CNE difieren sensiblemente en la población de Pejibaye, englobando en el primer caso la totalidad de la población, al contrario que en el segundo caso. Además de las limitaciones de la fuente topográfica utilizada, los caudales empleados para la simulación se calcularon utilizando la razón de áreas tributarias, lo que finalmente añade aun más incertidumbre a los resultados finales de la simulación.



Figura 1-4 Secciones transversales utilizadas para el estudio hidráulico en que se basa la zonificación de la amenaza según ProDUS. Fuente ProDUS (2007)

Finalmente, en la delimitación actual del riesgo se distinguen tres zonas. Las zonas de alto riesgo de inundación, que se definen como áreas propensas a sufrir inundaciones debido a las crecidas ordinarias de los cauces. Las zonas de mediano riesgo, que son áreas propensas a sufrir inundaciones causadas por eventos climáticos de gran envergadura. Finalmente las zonas de bajo riesgo son aquellas donde el desarrollo urbano es ilimitado (ProDUS, 2007).

1.1.2. Sistema de alerta temprana

En el ámbito centroamericano, multitud de sistemas de alerta temprana han sido creados con posterioridad a la ocurrencia de un desastre, particularmente después del huracán César (1996) y Mitch (1998). En el caso de las inundaciones han surgido dos diferentes tipos de sistemas: centralizados, que usan instrumentos sofisticados para registrar las precipitaciones y simular las inundaciones en tiempo real, utilizando para ello un sistema integrado de modelos hidrológicos computarizados y sensores remotos. Estos sistemas están encontrando aplicación en cuencas grandes y se apoyan en la defensa nacional civil o en organizaciones de protección para la respuesta en caso de inundación. El otro tipo de sistemas, los descentralizados, son más simples y se apoyan en voluntarios en áreas rurales y en comunidades para operar todas las fases de dichos sistemas. Estos, concebidos para cuencas pequeñas, son comunes en Centroamérica y el Caribe, donde los recursos son escasos (Villagrán de León et al., 2003). En Costa Rica en realidad coexisten ambos sistemas, representando el IMN el elemento centralizado y la CNE el organismo que provee la estructura descentralizada, es decir, a nivel local.

El IMN, en colaboración con el Hydrologic Research Center (HRC), usa desde 2004 un sistema de alarma temprana para inundaciones repentinas basado en la Guía de Inundaciones Repentinas Centro Americano (Central American Flash Flood Guidance -CAFFG). El CAFFG comprende un modelo de Humedad del Suelo agregado (Georgakakos and Smith, 2001) que se aplica a cuencas de tamaño medio ($\approx 200 \text{ km}^2$) con una resolución temporal de 6 horas; un modelo de Umbral de Escorrentía (Carpenter, 1999) que relaciona linealmente un umbral de escorrentía de inundación con un caudal punta igual al caudal del bankfull en la sección de salida

de la cuenca (asumiendo éste como el de 2 años de PR); y la propia Guía de Inundaciones Repentinas (Flash Flood Guidance –FFG) (Georgakakos, 2006), la cual relaciona y sintetiza todos los elementos del modelo, e identifica para cada cuenca un umbral de precipitación de inundación, que produce una esorrentía umbral, dado un contenido de humedad del suelo determinado, capaz de producir el caudal del bankfull en la sección de salida de la cuenca, para una ventana temporal prefijada de 1, 3 y 6 horas.

1.2. Marco normativo para la producción de mapas de peligrosidad y de riesgo de inundación en Europa y España

La necesidad de evitar o minimizar los efectos de las inundaciones ha llevado a la aprobación de la Directiva Europea relativa a la Evaluación y Gestión de los Riesgos de Inundación (2007/60/EC, 23 Octubre 2007). Dicha directiva considera que:

Las inundaciones son fenómenos naturales que no pueden evitarse. No obstante, algunas actividades humanas (como el incremento de los asentamientos humanos y los bienes económicos en las llanuras aluviales y la reducción de la capacidad natural de retención de las aguas por el suelo) y el cambio climático están contribuyendo a aumentar las probabilidades de que ocurran, así como su impacto negativo.

Es posible y conveniente reducir el riesgo de consecuencias negativas, en particular para la salud y la vida humana, el medio ambiente, el patrimonio cultural, la actividad económica y las infraestructuras asociadas a las inundaciones. Pero las medidas dirigidas a reducir dichos riesgos, para ser efectivas, tienen que coordinarse en la medida de lo posible en toda una cuenca hidrográfica.

A nivel estatal, en España el Reglamento del Dominio Público Hidráulico (Real Decreto 849/1986, de 11 de abril), modificado por el Real Decreto 9/2008 (Real Decreto 9/2008, de 11 de enero, que modifica el Reglamento del Dominio Público Hidráulico), incorpora los criterios de dicha Directiva en lo que se refiere a las

zonas inundables, profundizando en las medidas de gestión del riesgo como instrumento fundamental para mejorar la protección de la población. Recientemente, en julio de 2010 se ha promulgado el Real Decreto 903/2010, de 9 de julio, de evaluación y gestión de los riesgos de inundación, que completa la transposición de la Directiva de Inundaciones iniciada con el Real Decreto 9/2008.

En este marco se establecen las definiciones de zona de flujo preferente y zonas inundables. La zona de flujo preferente sería aquella zona constituida por la unión de la vía de intenso desagüe, y de la zona donde se puedan producir graves daños sobre las personas y los bienes, ambas zonas calculadas para la avenida de 100 años de periodo de retorno, quedando delimitado su límite exterior mediante la envolvente de ambas zonas. A los efectos de la aplicación de la definición anterior, se considerara que pueden producirse graves daños sobre las personas y los bienes cuando las condiciones hidráulicas durante la avenida satisfagan uno o más de los siguientes criterios: que el calado sea superior a 1 m; que la velocidad sea superior a 1 m/s; que el producto de ambas variables sea superior a 0,5 m²/s.

Dentro de las zonas inundables se considerarían las zonas delimitadas por la cota de lámina de agua teórica alcanzada durante las avenidas cuyo periodo estadístico de retorno sea de 500 años (probabilidad anual de excedencia de 0,2%), es decir, las zonas a las que llega el agua ($h > 0$) para la avenida de los 500 años.

Paralelamente se fijan los niveles de probabilidad asociados a la peligrosidad:

- a. Alta probabilidad de inundación (cuando proceda).
- b. Probabilidad media de inundación (periodo de retorno mayor o igual a 100 años).
- c. Baja probabilidad de inundación o escenario de eventos extremos (periodo de retorno igual a 500 años).

Para cada uno de los escenarios anteriores, los mapas de peligrosidad para aguas continentales deben contener la extensión previsible de la inundación y los calados o nivel de agua y velocidades máximas alcanzados por la corriente en la zona inundable.

La Dirección General del Agua ha incorporado, en el año 2007, el programa titulado Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables (SNZI - http://www.mma.es/portal/secciones/acm/aguas_continent_zonas_asoc/prevencion_inundaciones/cartografia_inundables/) que se encuentra en desarrollo en la actualidad. El SNCZI recopilará toda la información sobre el fenómeno disponible en España y la completará en aquellos territorios donde no se hayan realizado estudios de inundabilidad, obteniendo la información necesaria para gestionar los espacios inundables.

El objetivo del Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables es poner a disposición de todas las administraciones y del público en general, la información sobre la delimitación del Dominio Público Hidráulico (DPH) y la cartografía de zonas potencialmente inundables existentes en España. El eje central del SNCZI es el visor cartográfico de zonas inundables, una aplicación informática que permite a todos los interesados visualizar, sobre mapas catastrales y fotografías aéreas, entre otras opciones, los estudios de delimitación del DPH y los mapas de peligrosidad de inundaciones de todo el territorio nacional.

En el SNZI se añaden a los límites anteriormente expuestos los de Zona Inundable con Alta Probabilidad, para las zonas inundadas por una avenida de PR de 10 años y la Zona Inundable frecuente, con un PR de 50 años.

2. OBJETIVOS GENERALES

En esta tesis se expone una metodología de modelización hidrometeorológica e hidrodinámica, así como las pautas para su aplicación, enfocada a la gestión del riesgo de inundación. Para la construcción de esta metodología, se ha considerado de forma especial el binomio formado por la precisión de las predicciones y la aplicabilidad de los métodos en el caso de Costa Rica. Concretamente, se ha realizado una validación de los modelos (en cada caso, en la medida de lo posible), a la vez que se han diseñado de forma que utilicen la información básica disponible de forma general en Costa Rica, minimizando el volumen de información adicional necesaria, para abordar la delimitación de la amenaza de inundación. En el proceso de su construcción se han tenido en cuenta diferentes alternativas de metodologías de cálculo en los diferentes módulos, analizando su impacto en los resultados.

El modelo hidrometeorológico planteado busca un nivel de distribución superior al de los modelos agregados más clásicos, en particular comparado con el modelo hidrológico actualmente utilizado en el CAFFG del sistema de alerta temprana de Costa Rica. Con ello se pretende articular la predicción de caudales en puntos interiores a las cuencas de 200 km², actualmente utilizadas por dicho sistema. Este modelo debe ser capaz de predecir de forma razonable los hidrogramas de tormenta en la sección de salida de la cuenca, así como en un número determinado de puntos de su red de drenaje. El nivel de información y parametrización de dicho modelo debe ser acorde a una disponibilidad intermedia de fuentes de información, con lo que quedan excluidos los modelos distribuidos disponibles que se basan en una descripción excesivamente precisa de las variables ambientales, en especial de los perfiles edáficos. Por tanto se busca crear un modelo que minimice la cantidad de parámetros diferentes, para facilitar la creación del modelo y la calibración de los diferentes parámetros, a la vez que considere todos los procesos hidrológicos principales: precipitación, escorrentía superficial, caudal base y conducción.

Por otra parte, el modelo hidrodinámico propuesto debe aprovechar de manera eficiente los resultados del modelo hidrometeorológico expuesto. Del mismo

modo, debe producir resultados precisos y consistentes en tramos con diferentes características geomorfológicas. Para alimentar este modelo, se desea además comprobar el impacto del uso de diferentes fuentes topográficas, por ser éste un factor determinante en la simulación hidrodinámica. En concreto, evaluar el uso de la topografía de mayor precisión disponible a nivel global en el país (misión CARTA 2005), frente a otras fuentes topográficas disponibles. Del mismo modo se quiere valorar la incertidumbre asociada al parámetro rugosidad, que expresa las pérdidas por fricción de fondo, por ser éste el principal parámetro de calibración de un modelo hidrodinámico.

3. MODELO HIDROMETEOROLÓGICO

A semi-distributed hydrologic model for flood risk assessment in the Pejibaye River Basin (Costa Rica)

3.1. Introduction

Recent studies reveal that the impact of land coverage buffering flood flows becomes less important as the size of the flood peak increases, while recognizing the role that land use plays in reducing the flood levels of more moderate events (Bathurst et al., 2010). Moreover, in mountain watersheds, especially when steep slopes predominate as in the present study site occurs, flash floods may arise suddenly and be accompanied by other hazards such as landslides, mud flows, damage to infrastructure (roads, bridges, culverts, etc.) and even casualties. Actually flash floods are not necessarily produced by enormous rainfall volumes, but mainly by heavy rainfall intensities concentrated in few hours, the presence of steep slopes, impervious surface area, or the degree of saturation of soil profile (Georgakakos, 1986), which are determinant factors in producing high flow variations in a short time period.

Warning systems depend upon the operation of hydrological model systems - besides accurate real-time provision of rainfall information, numerical weather forecasts and forecast delivery (Collier, 2007). In the same manner, hydrologic and hydraulic models are fundamental tools in hydrological engineering applications and urban and land use planning and management, mainly with design purposes or to split flood plains (according to different recurrence intervals) from non-flooding areas.

A major concern in the field of hydrological modelling, especially during the past two decades, has been the impact of the degree of distribution regarding both model inputs and the model structure itself, in prediction uncertainty. For example, Paudel et al. (2009) found significant differences when lumped or distributed curve numbers (CN) are considered, being always greater the runoff computed from distributed CN than runoff computed from traditional area-

averaged CN. Other studies (Carpenter et al.; 2001; Koren et al., 1999; Shah, 1996a; Shah, 1996b) have highlighted the weight that spatial and time resolution of rainfall inputs have in prediction uncertainty. Thereby rainfall field definition, for an operative hydrologic model, can be identified as a major source of uncertainty. Concerning this issue Carpenter et al. (2004) found a marked dependency between watershed size, rainfall input, and prediction uncertainty, which seems also to indicate a relevant scale-related dependency of predictions. Ajami et al. (2004) studied the effect of hydrologic model distribution, i.e. the working scale, on flow prediction accuracy. Generally they found better results as the level of distribution of models increased. Besides that, Ajami et al. (2004) argued that it is necessary to move from lumped to semi-distributed model structures if stream flow predictions along the river network are required (e.g. at populated spots or infrastructures crossing the river network).

In turn, distributed or semi-distributed hydrologic models not only are able to predict the arrival and magnitude of peak flows and flood volumes along the river system, but also benefit from distributed state variables (e.g. from remote sensing data sources) of fundamental importance to watershed hydrology. Hence, such models may be considered valuable tools for flood management, especially when they are associated with an expected prediction error.

A matter of concern in this study, in efficiency and applicability terms, was the level of parameterisation of the models; especially according to the available information in Costa Rica. It is noted that for models that do not rely on an enormous number of parameters, the number of them could become problematic when the level of distribution increases, regarding parameter determination and calibration.

One problem frequently encountered in hydrological modelling and calibration schemes, is that since high flows occur relatively rarely, low flows will have an excessive weight in the parameter estimation, which will lead to model parameters that will result in a good model performance under low flow conditions, but not under high flow. A possible solution to this problem is to use two different

simulations, one calibrated for high and the other calibrated for low flows (Oudin et al., 2006). In particular, this study has been focused only on storm events presenting extremely high peak discharges combined with reduced lead times (i.e. flash floods).

With this background, it seems necessary to dispose an ad-hoc hydrologic model, which should meet a commitment between accuracy and applicability, to be useful in the scope of a regional flood management system in the South Pacific region of Costa Rica. Moreover, this model should take into account all the presented aspects of hydrological modelling in order to be able to predict the hydrological response of midsize mountain watersheds, with short lag times, providing accurate predictions of the magnitude, arrival and duration of floods, but at the same time be able to be readily (regarding the parameter and the software availability) developed and calibrated, with a reduced number of (existing if possible) parameters, in order to facilitate its applicability at a regional scale.

Thus, our first goal was to find out the best possible hydrologic model, designed with the Hydrologic Engineering Center – Hydrologic Modeling System (HEC-HMS; version 3.5, 2010; available from <http://www.hec.usace.army.mil>), being widely applicable to South Pacific region of Costa Rica, and parallel situations, using a semi-distributed modelling approach, so that can benefit from distributed state variables, to finally evaluate its performance for a series of flash floods in the Pejibaye River Basin.

Accordingly, we review the lumped hydrologic model currently applied in the field of flood warning system in Costa Rica, to afterwards propose a downscaled application of different classical lumped methodologies (area-averaged SCS-CN, Unit Hydrograph), considering an interflow and groundwater contribution (by means of linear reservoirs), and blended with a channel routing scheme (Muskingum-Cunge), to design an event semi-distributed hydrologic model for flood management purposes.

Additionally, the study is intended to provide modelling and application recommendations, such as the way to develop, calibrate and validate the model, as well as to detect the necessity of improving the data quality.

Secondly, the model is addressed to simulate heavy rainfall events in watersheds with steep slopes, which are prone to suffer flash floods. Accordingly, the modelling approach is expected to meet reasonable time accuracy beneath the hourly level, to be suitable to analyse flash floods occurring in watersheds with short lag times.

The input parameters' accuracy, the suitability of different widely used methods for the study site, the need of a calibration procedure, and the performance of model components and their interactions are the main aspects addressed in this study.

3.2. Study Site and Methods

3.2.1. The Pejibaye River Basin

The Pejibaye River is a tributary of the General River located at the South Pacific region in Costa Rica (Figure 3-1). Its watershed is located between 9°07'21" and 9°13'55" N latitude and 83°32'42" and 83°42'26" W longitude, having an area of 131.4 km². The Pejibaye River basin is a midsize rugged watershed with an elevation range from 368 m a.s.l. to 1221 m a.s.l. Steep slopes are present throughout the watershed (27% on average). Soil profiles are generally deep and well drained. The Platanares River subwatershed (located at the north) generally presents soils with finer texture, and lower permeability than soils present in the southern main subwatershed, where slopes are steeper and soil profiles are shallower, but more permeable. However, overall soil drainage properties are categorized as good to excessive (MIDEPLAN, 1991).

Land coverage is composed of crops, mainly shade coffee plantations (50%), grasslands (45%), and scattered patches of secondary rain forest (5%). The area is characterized by a tropical humid climate regime with a mean annual precipitation module of 2250 mm, with well defined wet (from May to November) and dry

seasons (from December to April). Mean annual temperature is 22.5 °C with little variations along the year. The population is estimated at 15000 habitants, evenly disseminated throughout the watershed (there are 24 small villages, of which Pejibaye and San Rafael de Platanares are the main populated cores).

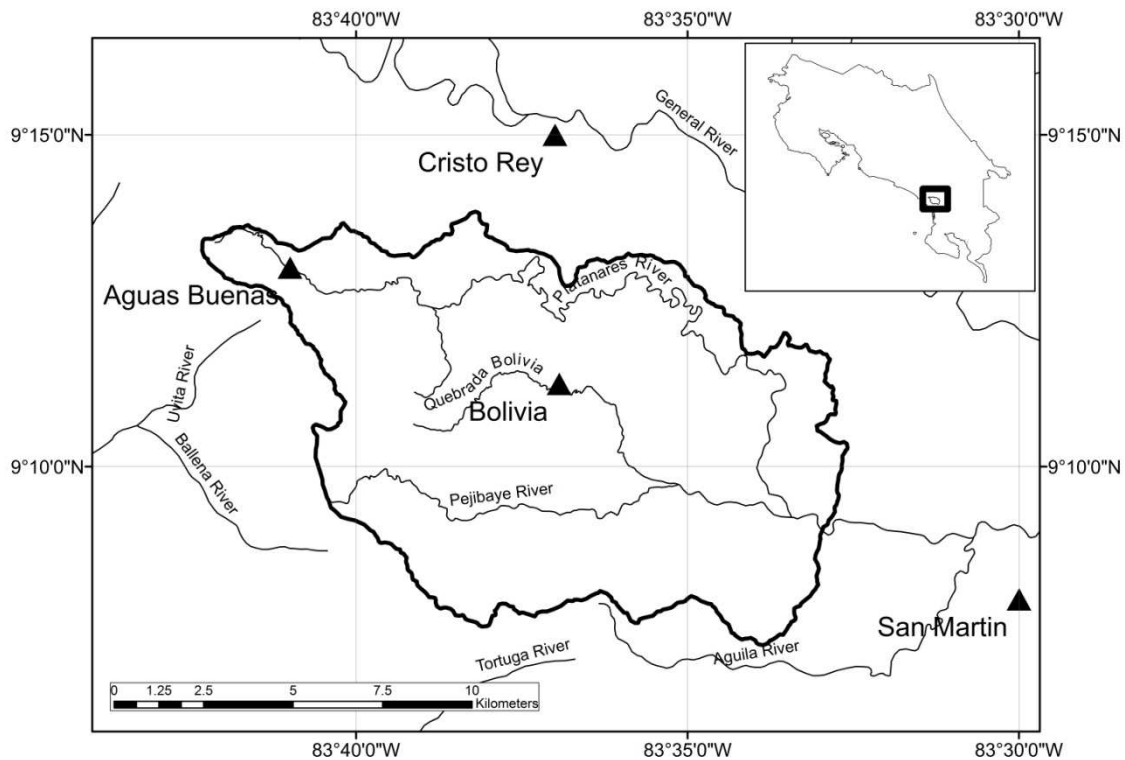


Figure 3-1. Overview of the study site. Solid line represents Pejibaye watershed divide. Triangles indicate rain gage locations. Thick lines are rivers. In the upper right corner, situation map in Costa Rica.

3.2.2. Regional rainfall pattern

Tropical depressions and hurricanes affect recurrently the area producing heavy rainfall events, dominated by convective cores and orographic precipitations. Heavy rainfall events are much more strongly correlated with sea surface temperature anomaly over the Caribbean Sea, than by sea surface temperature anomaly over the Pacific Ocean, as could be initially expected (Enfield and Alfaro, 1999). Thus, meteorological perturbations over the Caribbean Sea tend to trigger strong responses over the Pacific coast of Costa Rica. Additionally, the topography

interacts with the large-scale wind circulation in the region, to produce local variations in the climate, including significant variations in annual rainfall totals, length of the rainy season, and the timing of maxima and minima (Taylor and Alfaro, 2005). Particularly, the South Pacific Region of Costa Rica presents a mountain profile, with highest peak of approximately 3000 m a.s.l., oriented parallel to the prevailing large-scale northeasterly trade winds. In fact, Fernandez et al. (1996) analysed rainfall variations related to the topographic profile, revealing considerable variation with altitude. Curiously, maximum rainfall on the Pacific side of the main mountain range occurs at intermediate altitudes (about 800 m a.s.l.), where the studied watershed is located, rather than on the mountain tops.

3.2.3. Current extreme event surveillance

The most disastrous flood event in the past two decades in the region occurred on the 27th July 1996, when large floods and landslides caused by Hurricane Cesar covered an area equivalent to 20% of the territory of Costa Rica (mainly the South Pacific area, and some areas in the Central Valley) affecting, directly and indirectly, nearly a half million people. Around 2600 families suffered partial or total loss of their homes (PNUD, 1997). 39 casualties and 29 missing persons were reported. In addition, about 1500 people were completely isolated by the cutting of roads or highways, and their most urgent needs had to be met by air. The road infrastructure, in particular, received serious damages. Water facilities, electricity and telecommunications were also seriously damaged. The post-event analysis (CEPAL, 1996) reported a total amount of 151 million dollars (83 directly and 68 indirectly) in damages.

The National Meteorological Institute (IMN) of Costa Rica, in collaboration with the Hydrologic Research Center (HRC), uses since 2004 a flash flood warning system that relies on the Central American Flash Flood Guidance (CAFFG). The CAFFG comprises a Soil Moisture lumped model (Georgakakos and Smith, 2001) applied to midsize catchments ($\approx 200 \text{ km}^2$) with a resolution of 6 hours; a Runoff Threshold model (Carpenter, 1999) which linearly relates a flooding runoff

threshold to a flooding peak discharge equal to the bankfull flow rate at the watershed outlet section (which is assumed to be a flood having a 2 years return period); and the Flash Flood Guidance (FFG) model itself (Georgakakos, 2006), which indicates a flooding rainfall threshold producing a runoff threshold, given a soil moisture content, which is able to produce the bankfull flow at the watershed outlet section for a fixed time window (1, 3 and 6 hours).

3.2.4. River System

A Digital Elevation Model (DEM) was generated from the CARTA 2005 (Costa Rica Airborne Research and Technology Applications) mission, available for 85% of Costa Rica, and supplied by the PRCR (Programa de Regularización de Catastro y Registro). The mission uses photogrammetric information to develop high precision altimetry cartography. Coverage-features nodes were processed in ArcGIS 9.2 (ArcGIS, 2006, version 9.2; more information in <http://www.ersi.com>) to develop a triangulated irregular network (TIN). Thereafter the TIN was interpolated to produce the final 5m Digital Elevation Model (DEM) (Figure 3-2). This DEM was used to derive the geomorphologic parameters needed for the model using the HEC-GeoHMS software (HEC-GeoHMS, version 4.2, 2009; available from <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-geohms/>; for more information see Doan, 2000).

The drainage network was derived from the generated DEM following the drainage connectivity scheme D8 (O'Callaghan and Mark, 1984), and a threshold drainage area of 4 km². Watershed and subwatershed delineation were performed taking into account the drainage network, location of populated centres and intersections with road infrastructures. Additionally, several subwatersheds were split, creating further hydrologic response units at the points where the main channel slope changes abruptly, as a channel routing requirement. The resulting 14 Sub-Watersheds (SW), the hydrologic response units in the model (Figure 3-2), are about 10 km², which meets the distribution requirement of the present study.

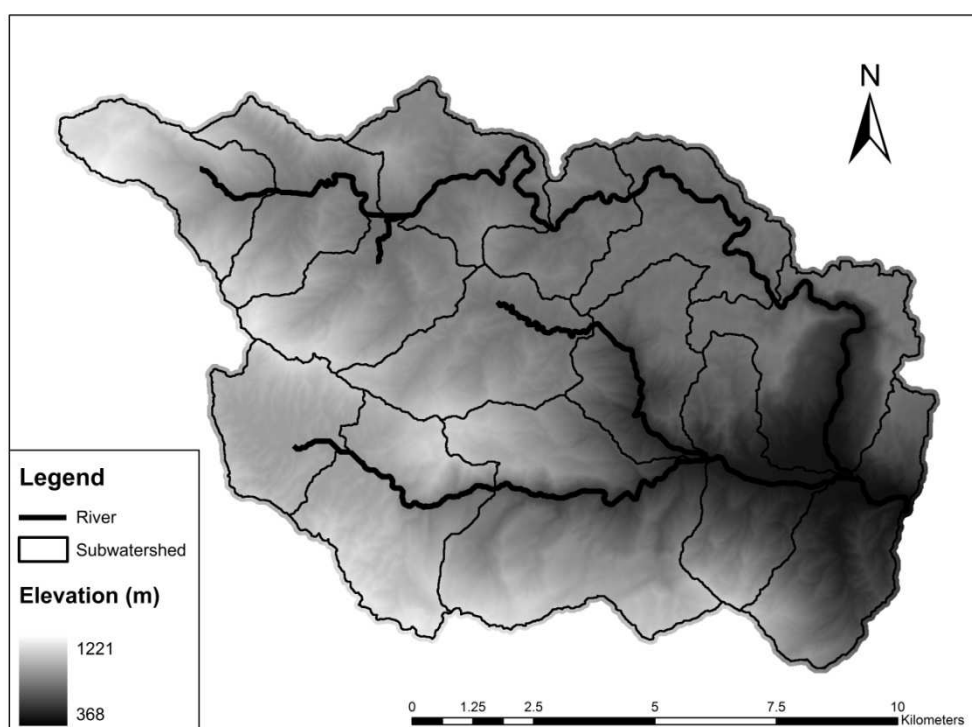


Figure 3-2. River network scheme represented over the DEM. Solid lines represent the 14 SW. Thick lines indicate calculated stream network and reaches.

3.2.5. Meteorological and hydrological data

The period 2006-2009 was analyzed. As was mentioned in section 1, only heavy rainfall events producing flash floods were considered for the study. A set of seven flash floods was selected (Table3-1). The first four flash floods (2006-2007) were used for model calibration, and the three remaining events (2008) were left for validation; no flash flood was encountered in 2009.

Every storm event with peak flows higher than $300 \text{ m}^3/\text{s}$ was selected. Such a threshold was set out taking into account that the baseflow at the Pejibaye watershed outlet, in periods between storm events during the wet season, is usually not higher than $30 \text{ m}^3/\text{s}$ (the peak flow/baseflow ratio was 50 on average for the selected events). Selected events presented watershed lag times ranging from 1.5 to nearly 3 hours (measured from peak rainfall centre to peak flow time).

In the UK, flash floods are regarded as having a time to peak of less than 3 hours within catchments of 5 to 10 km², whereas in the USA times to peak of up to 6 hours for catchments of 400 km² are regarded as potential flash flood catchments (Georgakakos, 1986).

The Pejibaye Basin outlet has been fixed at the flow gauge 31-10, belonging to the Instituto Costarricense de Electricidad (ICE), which is located at the Pejibaye River 2 km downstream of Pejibaye village. The hydrographs, with a time resolution of 15 minutes, were extracted from time series and considered independently. Time windows were set seeking to include most of the recession curve (i.e. not affected by other precipitation events). When consecutive events, closely spaced in time, produced overlapped hydrographs, they were considered as the same event.

Table 3-1. Selected events in calibration (2006-2007) and validation (2008-2009) periods.

	<i>Date</i>	<i>AMC</i>	<i>I_{max}(mm/h)</i>	<i>\bar{I}_{max}(mm/h)</i>	<i>P_{acum}(mm)</i>	<i>q_p(m³/s)</i>	<i>BF(m³/s)</i>	<i>q_p/BF</i>	<i>t_p(h)</i>
Calibration	19/10/2006- 20/10/2006	II	29.5	20.4	122.3	382	11	36	2.75
	22/05/2007- 24/05/2007	III	57.4	40.2	139.2	519	9	58	2.00
	13/10/2007- 15/10/2007	III	54.4	24	162	836	25	33	2.50
	29/10/2007- 30/10/2007	III	57.1	24.6	128.2	721	21	34	1.75
Validation	27/05/2008- 29/05/2008	I	38.6	24	231.4	374	4	99	1.50
	28/09/2008- 29/09/2008	III	36.6	32.4	89.5	403	7	54	2.25
	11/10/2008- 13/10/2008	II	23.9	21.6	150.1	318	11	30	1.75

Rainfall data (1 hour time-step) were collected from the ICE meteorological network. Four stations were used in the study (two stations within the watershed and two others in the neighbourhood) (Figure 3-1): 98011 (Bolivia), 98017 (San Martín), 98023 (Cristo Rey) and 98058 (Aguas Buenas). Mean areal precipitation

for each SW was calculated using two different approaches: the Thiessen (TP) method and the Inverse Distance Weighted (IDW) method, both described in Scharffenberg and Fleming (2010).

3.2.6. Semi-distributed hydrologic model

The proposed HEC-HMS configuration performs as a semi-distributed hydrologic model, and consists of a Rainfall-Runoff module (SCS-Curve Number method), a Surface Runoff module (SCS and Clark's Unit Hydrograph methods were tested for comparison), a Baseflow module (Linear Reservoirs + Constant Base Flow method), and a Channel Routing module (Muskingum-Cunge method). Baseflow was considered as the portion of streamflow not derived from surface runoff; therefore it conceptually consists of interflow plus groundwater runoff (Figure 3-3).

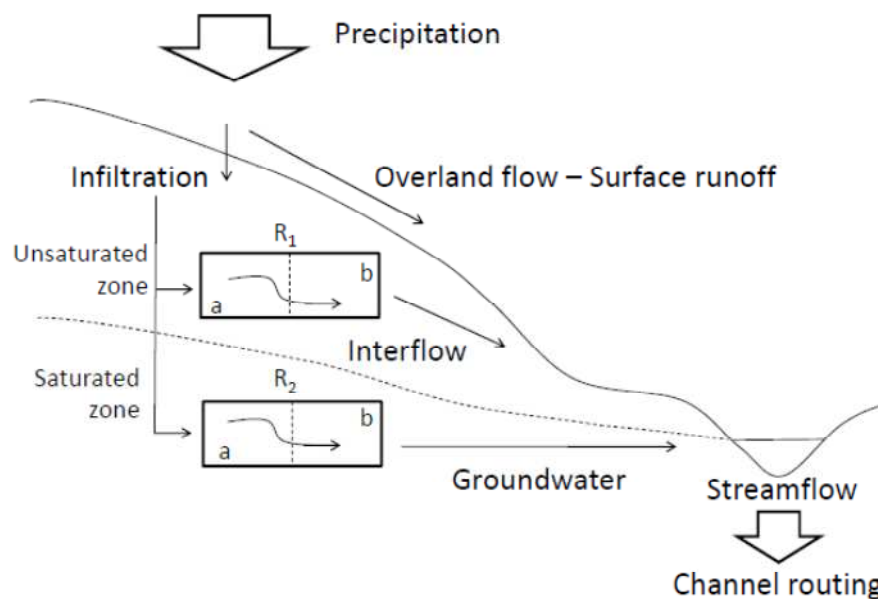


Figure 3-3. Outline of the Semi-distributed hydrologic model structure.

The interconnectivity of the model components performs as follows (as explained in HEC-HMS Technical Guide; USACE, 2000): every time step (5 minutes in the

present study, due to the short time of concentration of SWs) overland flow is calculated for each SW from the average areal rain rate and the loss method; thereby overland flow is routed to its outlet using a transform method (unit hydrograph in this case) which yields a surface runoff hydrograph at the mentioned SW outlet. Baseflow is added as lateral flow at its corresponding SW. At each SW outlet streamflow is combined with further streamflow coming from tributaries, if present, and routed downstream using a channel routing method, applied to determine the flow translation along the river network to the full basin outlet. Below, a summary of the hydrological methods and the application procedure is given:

Rainfall-Runoff method

The model uses the Soil Conservation Service-Curve Number (SCS-CN) (SCS 1956; SCS, 1964; SCS, 1972; SCS, 1985) method for rainfall excess, effective precipitation or overland runoff computation. The SCS-CN method is one of the most widely used methods for surface runoff estimation at the event scale. It consists of the water balance equation [1] and two fundamental hypotheses [2] and [3].

$$P = I_a + F + Q \quad [1]$$

$$\frac{Q}{P - I_a} = \frac{F}{S} \quad [2]$$

$$I_a = \lambda S \quad [3]$$

where P is total precipitation (mm); I_a is the initial abstraction (mm); F is cumulative infiltration (mm); Q is surface runoff (mm); S is potential maximum retention (mm), and λ is the initial abstraction coefficient (0.2 in the original version of the SCS-CN method). A value of $\lambda = 0.05$ has also been advocated for field use (Hawkins et al. 2001), which can, however, vary from 0 to ∞ (Mishra and Singh 1999; Mishra and Singh, 2003; Mishra and Singh, 2004). The combination of equations [1] and [2] leads to the popular form of the SCS-CN method [4].

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} = \frac{(P - \lambda S)^2}{P + (1 - \lambda)S} \quad [4]$$

S can be transformed to CN scale using the empirical relation [5].

$$CN = \frac{25400}{S + 254} \quad [5]$$

where S is in mm and CN is a non-dimensional parameter.

The SCS-CN is well established and easy to use, simple, predictable and stable (Ponce and Hawkins, 1996). One of the major advantages of this method is that it relies on only one parameter, which varies as a function of soil group, land use and treatment, surface condition, and antecedent moisture condition (AMC-I, AMC-II or AMC-III). The environmental inputs are precisely documented for agricultural watersheds similar to those where the method was developed, especially in the US, but its applicability in new situations remains still uncertain. Despite this uncertainty, the straightforward four-categories-based soil classification used by the SCS-CN method, makes its application easier elsewhere; moreover the actual land use can most of times be matched with those presented in documentation.

However, the method presents certain limitations that should be addressed in practical applications (Ponce and Hawkins, 1996). Garen and Moore (2005) pointed out that the SCS-CN method may perform properly for flood hydrologic modelling, although being insufficient to produce reliable predictions in other fields of hydrology (e.g. erosion and nonpoint source water pollution modelling). A frequently referred to disadvantage of this method is that the infiltration rate will approach zero during a storm of long duration, rather than a constant rate in accordance with classical unsaturated flow theory. In this study we checked that the analysed events were not long enough to reach such a threshold. Another issue, addressed in this study, is the default initial abstraction (20% of the potential maximum retention) which does not depend upon storm characteristics or timing. In the same manner rainfall intensity is not considered in the CN estimation.

Initially, CN in AMC-II were derived from land use maps (developed in this study from CARTA 2005 Mission cartography), hydrologic condition (which was field surveyed) and soil maps (MIDEPLAN, 1991) according to the NRCS documentation (NRCS, 1986). Then, CNs representing AMC-I and AMC-II were calculated using the relation proposed by Chow et al. (1988):

$$CN(I) = \frac{4.2 \cdot CN(II)}{10 - 0.058 \cdot CN(II)} \quad [6]$$

$$CN(III) = \frac{23 \cdot CN(II)}{10 + 0.13 \cdot CN(II)} \quad [7]$$

The NEH-4 (SCS, 1985) proposed an AMC selection based on total 5-day antecedent rainfall, different for dormant and growing season. Mishra et al. (2008) proposed a different criteria for long duration events (>1 day) based on different antecedent rainfall intervals (1-day, 3-day, 5-day), which was successfully evaluated in several watersheds in humid regions of India. These approaches are based on soil moisture evaporation losses; however, design manuals specify the AMC selection to be a function of return period (Ponce and Hawkins, 1996), which suggests a rainfall intensity-CN relationship as well. Although AMC will be the object of further research in Costa Rica, in the present application the AMC choice was based on Mishra et al.'s (2008) criteria for long duration events. Besides, in order to include the effect of extreme rainfall intensities, higher AMC than those initially assigned were tested to roughly match the simulated streamflow with the observed one. As a first approximation, it has been assumed that events with extreme rainfall intensities (mean areal rainfall intensities above 30mm/h or locally greater than 50mm/h), are upgraded to AMC-III, regardless of the antecedent rainfall.

Surface Runoff Routing

Surface runoff at each SW outlet is estimated, for comparison, using two different approaches: the SCS unit hydrograph (SCSUH; Chow et al., 1988; SCS, 1972) and the Clark unit hydrograph (CKUH; Clark, 1945). The required hydrograph parameters vary among the different synthetic unit-hydrograph (UH) methods.

These hydrograph parameters can be related to the watershed's geophysical characteristics. Thus, the UH method can also be applied to ungaged watersheds with geomorphology, soils, land use, climate and scale similar to the gaged watersheds where they were validated (Straub et al., 2000). In this study the generated 5-m DEM was used to derive all the SW geophysical characteristics using HEC-GeoHMS.

The SCSUH is based upon the SCS dimensionless UH (SCS, 1972), constructed from data from small agricultural watersheds. The referred dimensionless UH relates the discharge expressed as the ratio to the peak discharge (Q/Q_p) on the ordinate axis, with the corresponding time expressed as the ratio to time to peak (t/t_p) represented on the abscissa axis. The SCS (1972) suggests that the UH peak discharge and UH time to peak are related by the following expression:

$$Q_p = 0.208 \frac{A}{t_p} \quad [8]$$

where Q_p is UH peak discharge (m^3/s); A is watershed area (km^2); and t_p is time to UH peak in hours. The t_p is related to the duration of the unit of excess precipitation as:

$$t_p = \frac{\Delta t}{2} + t_{\text{lag}} \quad [9]$$

where Δt is the excess precipitation duration (which is also the computational interval in HEC-HMS), and t_{lag} is the basin lag time, defined as the time difference between the centre of mass of rainfall excess and the peak of the UH. For adequate definition of the ordinates on the rising limb of the SCSUH, the computational interval Δt must be shorter than 29 % of t_{lag} (USACE, 2000).

As an initial approximation t_{lag} was estimated using the equation [10] proposed by the SCS (1972).

$$t_{\text{lag}} = \frac{L^{0.8} \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7}}{734 \cdot Y^{0.5}} \quad [10]$$

where t_{lag} is basin lag time in hours; L is the length of the longest drainage path in meters; CN is curve number; and Y is average watershed slope in percentage.

When the lag time is specified, HEC-HMS solves equation [9] to find the t_p , and equation [8] to find Q_p . With Q_p and t_p known, the UH can be found from the SCS dimensionless UH.

The CKUH is a synthetic UH based on a quasi-conceptual accounting method for watershed storage. The processes of translation and attenuation dominate the movement of flow through a watershed. Translation is the movement of flow down gradient through the watershed in response to gravity. Attenuation results from the frictional forces and channel storage effects that resist the flow.

Clark (1945) noted that the translation of flow throughout the watershed could be described by a time-area curve, which expresses the curve of the fraction of watershed area contributing runoff to the watershed outlet as a function of time since the start of effective precipitation. Numerous researchers have found that determining the time-area curve for the watershed was not necessarily needed to obtain a reasonable unit hydrograph. For example, Turner and Burdoin (1941) and O'Kelly (1955) found that reasonable unit hydrographs were obtained when simple geometric shapes were substituted for the actual time-area curve. In the same manner experience with the CKUH method at the U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, indicates that a detailed time-area curve is usually not necessary for accurate synthetic unit-hydrograph estimation (Ford et al., 1980). In HEC-HMS translation is determined by using the dimensionless time-area curve described in equation [11] (USACE, 2000).

$$\frac{A_t}{A} = \begin{cases} 1.414 \left(\frac{t}{t_c} \right)^{1.5} & \text{for } t \leq \frac{t_c}{2} \\ 1.414 \left(1 - \frac{t}{t_c} \right)^{1.5} & \text{for } t \geq \frac{t_c}{2} \end{cases} \quad [11]$$

where A_t is the cumulative watershed area contributing runoff at time t ; A is total watershed area; and t_c is time of concentration. Thus the time-area curve is

bounded in time by the watershed t_c . In addition, attenuation of flow can be represented with a simple linear reservoir for which storage is related to outflow as:

$$S = R \cdot O \quad [12]$$

where S is the watershed storage; R is the watershed-storage coefficient; and O is the outflow from the watershed.

Accordingly, t_c and R are the hydrograph parameters required for HEC-HMS computation of the CKUH. The t_c for the CKUH is slightly different from the definition applied in typical hydrologic modelling (Straub et al., 2000). The t_c is usually defined as the travel time for the first drop of effective precipitation at the hydraulically most distant point in the watershed to reach the watershed outlet. In the CKUH method, t_c is the time from the end of effective precipitation to the inflection point of the recession limb of the runoff hydrograph. The inflection point on the runoff hydrograph corresponds to the time when overland flow to the channel network ceases, and beyond that time the measured runoff results from drainage of channel storage (Straub et al., 2000). Therefore, CKUH t_c is the travel time required for the last drop of effective precipitation at the hydraulically most distant point in the watershed to reach the channel network. From a linear-system theory and the conceptual model of pure translatory flow, the two definitions of time of concentration are equivalent. The subtle differences, however, between both definitions of time of concentration imply that the commonly applied time of concentration estimation equations, may not be appropriate for application to the CKUH method. With this concern, CKUH t_c was determined by calibration, assuming an initial guess from the equation [13] developed especially for CKUH by Straub et al. (2000) and supported by geomorphologic parameters.

$$t_c = 2.62 \frac{L^{0.875}}{S^{0.181}} \quad [13]$$

where L is longest drainage path, measured along the main channel from the watershed outlet to the watershed divide (km), and S is the main-channel slope

determined from elevations at points that represent 10 and 85 % of the distance along the channel from the watershed outlet to the watershed divide (m/m).

Regarding the watershed-storage coefficient (R) the USACE noted that the ratio $R/(t_c+R)$ tends to remain constant for a given region (USACE, 1990); therefore, both CKUH parameters may be linked for a given watershed, when the ratio is calibrated.

Baseflow Routing

Baseflow was modelled by means of several linear reservoirs (a time-variable contribution) plus a constant groundwater contribution. Fenicia (2006) demonstrated that the groundwater reservoir is best modelled in a linear way. In addition, a significant advantage of this method in HEC-HMS is that it is the only baseflow method considering the equation of continuity, being fed by precipitation losses.

For the proposed model, the variable contribution to baseflow was divided into two parallel tanks: a fast and a slow response linear reservoir component (which may be initially identified with interflow - R_1 - and groundwater - R_2 -respectively, depending on whether the runoff volume has reached the saturated zone or not). Both tanks are fed from the loss rate, which in this study is divided equally between the fast and slow contributions.

Baseflow is usually associated with water discharged from groundwater storage and interflow, which provides considerable smoothing of flow. Hence, in the frequency spectrum of a hydrograph, long waves will be more likely associated with baseflow while the high frequency variability of the stream flow will primarily be caused by surface runoff (Eckhardt, 2008). Accordingly, both tanks are composed of two serial linear sub-reservoirs (a and b) with the same storage coefficient each, seeking an attenuated flow effect rather than an exponential decay, aimed to reproduce in a more realistic way the baseflow behaviour. A linear reservoir is described by the classical recession function:

$$Q = Q_0 e^{-kt} \quad [14]$$

where Q is discharge; t is time; k is a recession constant; and Q_0 is discharge at time 0. The integrated form of the exponential decay function is actually the storage-outflow relation:

$$Q = kS \quad [15]$$

where S is the reservoir storage. The model uses two parallel tanks, a fast one (R_1) and slow one (R_2), described by the equation [16].

$$Q = k_1 S_1 + k_2 S_2 \quad [16]$$

where k_1 and k_2 are the corresponding fast and slow recession constants, and S_1 and S_2 are the fast and slow reservoir storages for a given time. Both tanks are composed of two serial linear sub-reservoirs (a and b). Hence, for each tank the storage-outflow relation for a given time is:

$$Q_b = kS_b \quad [17]$$

where S_b is a function of the first sub-reservoir discharge:

$$\frac{dS_b}{dt} = Q_a e^{-kt} - kS_b \quad [18]$$

$$Q_a = kS_a \quad [19]$$

where Q_a and Q_b are discharges from each sub-reservoir; S_a and S_b are the storage in each sub-reservoir for a given time and k is the recession constant of the corresponding fast or slow tank. Actually HEC-HMS uses the inverse of the recession constant (k_1 and k_2), namely the linear reservoir coefficient (R_1 and R_2) in hours, which is also known as residence or turnover time.

The initial estimate of reservoir coefficients (R_{1i} and R_{2i}) was determined visually by a trial and error procedure, prior to model calibration. Moreover, R_{1i} and R_{2i} (corresponding to the i^{th} SW) were linearly related to their corresponding t_{ci} , under the assumption that it is likely that SW with longer t_c should also have higher storage capacities, due to higher travel times, lower slopes and likely deeper soil profiles (due to lower slopes), and vice versa.

The constant portion of groundwater discharge (that one associated with perennial streams) has been estimated using the so called straight line method for hydrograph separation (Chow et al., 1988) focusing on the flat region of the hydrograph prior to simulation (a period between 6 and 12 h), being not significantly affected by previous rainfalls. It is noted in this schema that the constant portion of groundwater discharge varies from event to event (which is easily estimated in a real life application), and moreover varies within the event due to storage increase in soil profiles. Losses to deeper soil depths have been considered negligible in this study at the event scale.

Channel Routing

The channel routing component represents the greatest difference between lumped and semi-distributed models. Cunge (1969) proposed a conceptual method for flow routing through channels based on the Muskingum method, traditionally applied to linear hydrologic storage routing (Chow et al., 1988).

The Muskingum-Cunge method includes parameters that are physically based and can be estimated by means of topographic information and field survey, in an easier way than its predecessor Muskingum method. The method is described in detail in the HEC-HMS Technical Reference manual (USACE, 2000); however, an outline of the theoretical frame is given here. The Muskingum-Cunge method is based upon the solution of the continuity equation and the diffusion form of the momentum equation. Combining them and using a linear approximation yields the convective diffusion equation (Miller and Cunge, 1975):

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \frac{\partial Q}{\partial x} = \mu \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} + cq_L \quad [20]$$

where q_L is lateral inflow; c is the wave celerity; and μ is the hydraulic diffusivity, which depends on channel properties and flow depth.

In a similar way as in the Muskingum method, a finite difference approximation of the partial derivatives yields:

$$O_t = C_1 I_{t-1} + C_2 I_t + C_3 O_{t-1} + C_4 (q_L \Delta x) \quad [21]$$

where O_t is outflow at time t ; O_{t-1} is outflow at time $t-1$; Δx is distance step; and C_1 , C_2 , C_3 , C_4 are coefficients:

$$C_1 = \frac{\frac{\Delta t}{K} + 2X}{\frac{\Delta t}{K} + 2(1-X)} \quad [22]$$

$$C_2 = \frac{\frac{\Delta t}{K} - 2X}{\frac{\Delta t}{K} + 2(1-X)} \quad [23]$$

$$C_3 = \frac{2(1-X) - \frac{\Delta t}{K}}{\frac{\Delta t}{K} + 2(1-X)} \quad [24]$$

$$C_4 = \frac{2\left(\frac{\Delta t}{K}\right)}{\frac{\Delta t}{K} + 2(1-X)} \quad [25]$$

The parameters K and X are (Cunge, 1969; Ponce and Yevjevich, 1978):

$$K = \frac{\Delta x}{c} \quad [26]$$

$$X = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{Q}{BS_0 c \Delta x} \right) \quad [27]$$

where Δt and Δx are time and distance steps; B is the top width of the water surface; and S_0 is the friction or bed slope. c , Q , and B change over time, so they are recomputed in HEC-HMS every time step from channel characteristics using the Manning equation:

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad [28]$$

where n is the Manning roughness coefficient; R_h is hydraulic radius; and S is hydraulic slope. Therefore, coefficients C_1 , C_2 , C_3 , and C_4 , also vary with time and space. HEC-HMS recomputes them at each time and distance step, Δt and Δx , using the algorithm proposed by Ponce (1986). Again, the choice of these time and distance steps is critical. In practice HEC-HMS automatically varies the time interval to take as long a time interval as possible while also maintaining numerical stability.

Hence, channel geometry and Manning roughness are the model parameters for the Muskingum-Cunge channel routing method. It has been shown (Orlandini and Rosso, 1998) how the use of more accurate channel geometry in runoff routing produces a significant improvement in the flood hydrograph description at the catchment outlet, with respect to less detailed network parameterization, largely due to a better representation of the actual velocity field. In this manner it is intended to reproduce, in a more realistic way, distributed watershed dynamics. Accordingly, cross sections were derived from the generated 5-m DEM and averaged for homogeneous sub-reaches. Reach lengths and mean channel slopes were measured from the established drainage network and the same DEM. When the channel slope changes abruptly, the concerned reach is then subdivided into homogeneous sub-reaches. Channel roughness, represented by Manning's coefficient, was determined by field survey and averaged for each sub-reach as well.

Carpenter and Georgakakos (2004) analysed the impact of parameter associated uncertainty on prediction uncertainty. They found that the impact of channel routing parameter uncertainty is much lower than for other model parameters, such as soil water driving variables or mean areal rainfall input. In a practical semi-distributed hydrologic model application, Khodatalab (2002) found the same result. In this study, Manning roughness coefficient and channel width were calibrated for each sub-watershed. However, the results indicated that calibration of these parameters did not affect the simulation results at the outlet and at an internal point.

In the present study it has been assumed that the initial defined values for channel routing parameters were proper estimates for the study watershed, since channel geometry and slope were actually surveyed, and little prediction uncertainty can be related to Manning's roughness coefficients at a watershed scale, especially when streamflow is of a very high magnitude.

3.2.7. Calibration strategy

Many researchers (e.g. Beven and Binley, 1992; Harlin and Kung, 1992; Lamb, 1999) have noted that very similar model results can be obtained using widely varying parameter combinations. Beven and Binley (1992) found that total storm discharge simulation could be positively optimized with different allocations of discharge volume between baseflow and surface runoff. Harlin and Kung (1992) suggested that parameter uncertainty would be associated with combinations of parameters rather than with absolute values of each.

Recent studies have been focused on baseflow separation techniques in order to avoid misleading parameter fittings (Ferket, 2010; Rouhani, 2007). They show how baseflow separation would lead successfully to less uncertain calibration results. This study used the recursive digital filter proposed by Eckhardt (2005). This method considers a digital filter parameter ($\alpha = 0.98$, in this study) representative of recession behaviour, and the BFI_{max} , which is the maximum value of long term ratio of baseflow to total streamflow ($BFI_{max} = 0.8$, for perennial streams with porous aquifer; Eckhardt, 2005) in the following way:

$$b_t = \frac{(1 - BFI_{max})\alpha + b_{t-1} + (1 - \alpha)BFI_{max}Q_t}{1 - \alpha BFI_{max}} \quad [29]$$

where b_t is the filtered baseflow at the t time step; b_{t-1} is the filtered base flow at the $t-1$ time step; α is the digital filter parameter and, and BFI_{max} is the maximum value of long term ratio of baseflow to total streamflow. Eckhardt's filter has been proved to separate successfully baseflow from streamflow, compared with other conventional separation methods (Eckhardt, 2005; Eckhardt, 2008; Lim et al., 2005).

Previous calibration attempts in the study site (not gathered in the manuscript) showed erratic results when SW parameters were optimised independently (e.g. greater parameter sensitivity for SWs receiving higher rainfall rates), resulting in different biased calibrated parameters according to the rainfall distribution in each event. Thus, in order to reduce the number of possible parameter combinations, we assumed a systematic parameter error (bias) for each parameter throughout the watershed.

Furthermore, R_{1i} and R_{2i} were calibrated according to the same basis and using the t_{ci} linear relationship commented in section 2.4-Surface Runoff Routing. Thus, the overall optimum multiplicative factor for each parameter set was used as the calibrating model parameter. This bias calibration and the linear relationship can be expressed in the following manner:

$$CN_i = b_{CN} CN_{i0} \quad [30]$$

$$I_{ai} = b_{I_a} I_{ai0} \quad [31]$$

$$t_{ci} = b_{t_c} t_{ci0} \quad [32]$$

$$R_{1i} = b_{R_1} t_{ci} \quad [33]$$

$$R_{2i} = b_{R_2} t_{ci} \quad [34]$$

where t_{ci} , I_{ai} , t_{ci} , R_{1i} and R_{2i} are optimised parameters (curve number, initial abstraction, time of concentration, and linear reservoir coefficients 1 and 2, respectively) for the i^{th} SW; the sub index 0 indicates the initial guess according to the above-mentioned calculations; b_{CN} , b_{I_a} , b_{t_c} , b_{R_1} and b_{R_2} are the overall scale factors being optimized in the Multi-step Calibration Scheme (MCS).

The proposed MCS consists of 3 steps, focusing on each step, on different groups of parameters, driving either surface runoff or baseflow, and using different objective functions through these different steps. In this way it is intended to make observed and simulated hydrographs converge gradually, with certain logical sense. The MCS uses the Nelder and Mead (1965) simplex method. As HEC-HMS is not able to

proceed in such way (only CN and I_a overall optimization can be executed) the search was driven from outside HEC-HMS (using a script in R for example), using the HEC-HMS software only for simulation runs with different parameter combinations, and not for optimization. Additionally for verification, different initial values were tested to converge on a common or near common minimum; the overall minimum is then chosen. The three steps comprising the MCS are presented below:

Step 1: Baseflow is separated from total storm hydrograph using Eckhart's (2005) filter. Thus, parameters controlling surface runoff are initially optimized using the PW-RMS (equation [35]; USACE, 2000) objective function which emphasizes high flows, increasingly above mean streamflow. The resulting optimized Clark's $R/(t_c+R)$ relationship remains constant through the next steps. Additionally, the constant groundwater discharge contribution is estimated using the straight line method (from the total storm hydrograph) and subtracted from total streamflow, which also remains fixed through the next steps.

Step 2: Surface runoff parameters and constant baseflow are assumed from the first step. Parameters driving variant baseflow fraction are then fitted using a LOG objective function [36] which emphasizes low flows. These baseflow parameters will not be further modified after step 2.

Step 3: Surface runoff parameters are one more time unlocked and fitted, using the baseflow parameters found in step 2. PW-RMS is used in this stage as objective function in order to fit SCS-CN values and I_a scale factor; simultaneously time of concentration is fitted by minimizing the peak centre mass error.

$$PW - RMSE = \left\{ \frac{1}{n} \left[\sum_{i=1}^n (Q_{s_i} - Q_{o_i})^2 \left(\frac{Q_{o_i} + Q_{mean}}{2Q_{mean}} \right) \right] \right\}^{0.5} \quad [35]$$

$$LOG = \sum_{i=1}^n (\log Q_{s_i} - \log Q_{o_i})^2 \quad [36]$$

where Q_s and Q_o are simulated and observed discharge respectively, Q_{mean} is average observed discharge, and n is the total number of computed ordinates.

$R/(t_c+R)$ relationship in CKUH, was calibrated and fixed, for all the watersheds and every event, in the first calibration step, resulting a value of the ratio $R/(t_c+R)$ of 0.20.

3.2.8. Goodness of fit and comparison of methods

Simulations provided by calibrated and non-calibrated models, and among the different model configurations (SCS-TP; SCS-IDW; CK-TP; CK-IDW) were compared and evaluated. In order to assess the goodness of fit quantitatively, a set of 10 error indicators was used: peak flow error (PE; %), relative and absolute time to peak error (RTE in minutes and TE %), center mass error (CME; %), volume error (VE; %), bias (B; %), root mean square error (RMSE; m^3/s), mean absolute error (MAE m^3/s), log-transformed flow error (LOG, dimensionless), and peak-weighted root mean square error (PW-RMSE; m^3/s). All of them were calculated as simulated minus observed values.

In addition, an overall assessment of model configuration performance was conducted by means of the Nash-Sutcliffe efficiency coefficient (NS) (Nash and Sutcliffe, 1970) and squared Pearson's coefficient of correlation also known as the coefficient of determination (R^2). Simulations were also qualitatively compared by means of flow duration curves (relatively to event peak flow). Finally, resulting simulations yield with and without the baseflow module have been compared in order to assess the specific weight of such module, not only on the hydrograph recession region, but also on simulated peak discharge.

3.3. Results

The four models being compared, were optimised separately and simulation results were compared and evaluated for calibration (2006-2007) and validation (2008-2009) periods. Nash Sutcliffe and R^2 coefficients (Table 3-2) indicated an acceptable performance for all the models; however, almost no differences were found among methods in determinant and efficiency terms. In calibration, R^2 ranged between 0.81 and 0.82, whereas NS varied between 0.79 and 0.80 for all the models. Considering the validation period, only very little improvement was

detected when moving from SCS-TP ($R^2 = 0.85$ and $NS = 0.70$) to CK-IDW ($R^2 = 0.87$ and $NS = 0.72$). Nevertheless, the comparison of error indicators (Table 3-5) revealed more marked differences, CK-IDW being the combination of methods that performed best.

Table 3-2. Coefficients of determinant (R^2) and Nash Sutcliffe efficiency coefficients (NS) for the 4 different configurations of HEC-HMS, in calibration and validation periods.

<i>Model</i>		<i>R^2</i>	<i>NS</i>
SCS-IDW	Calibration	0.81	0.80
	Validation	0.86	0.70
SCS-TP	Calibration	0.82	0.79
	Validation	0.85	0.70
CK-IDW	Calibration	0.81	0.80
	Validation	0.87	0.72
CK-TP	Calibration	0.82	0.79
	Validation	0.86	0.72

Optimized parameter scale factors (Table 3-3) were similar throughout the different models, referring to Rainfall-Runoff (CN and I_a) and Baseflow modules (R_1 and R_2), which emphasizes the consistency of the MCS applied. Regarding the initial abstraction, λ was greater than 0.2 in every case (0.27 on average), which suggests that the SCS relationship $I_a = 0.2 \cdot S$ may underestimate the actual infiltration pattern at the beginning of the storm event, for the study watershed.

Different t_c scale factors were found for SCSUH and CKUH. Both formulations overestimated the actual t_c , for the studied event magnitude; such overestimation was more marked for the Straub et al. (2000) equation (CKUH) (actual values were reduced by a 19-21 %) than for the SCS-CN formulation (SCSUH) (calibrated values were reduced by a 0-5 %).

Table 3-3. Scale factors for each model parameter, and HEC-HMS configuration, after calibration.

<i>Parameter scale factor</i>	<i>SCS-IDW</i>	<i>SCS-TP</i>	<i>CK-IDW</i>	<i>CK-TP</i>
T_c	0.95	1.00	0.79	0.81
CN	1.01	1.04	0.99	1.02
I_a	1.36	1.21	1.40	1.40
R_1	2.63	2.69	2.66	2.78
R_2	12.08	11.59	12.97	12.51

Figure 3-4 and Figure 3-5 gather observed and simulated hydrographs for calibration and validation periods respectively, while Table 3-4 gathers the main error indicators for each event. From a visual inspection of simulated hydrographs, it can be said that both surface runoff and baseflow were modelled reasonably. Generally the rising and long recession limbs, as well as peak region, were modelled in a successful way. On the other hand, in every case in calibration and in the storm event in October 2008 in validation, mid flows after the peak showed a poorer agreement. A generalised underestimation trend of flow volumes in the calibration events can be observed as well, while an overestimation trend of flow volumes in validation was detected. This fact could be related to the storm magnitude and the ability of the meteorological model to mimic the actual spatially distributed rainfall field.

Strong disagreements in several secondary peaks (May 2007, May 2008 and October 2008) can be observed, likely corresponding to scattered precipitations concentrated over a meteorological station, producing a streamflow overestimation, compared with the observed flow rate.

Although the initial stages of simulation presented in most cases a good agreement with measured streamflow rates before the rising limb of the hydrographs, storm events on May and September 2008 showed an inconsistent pattern in this region.

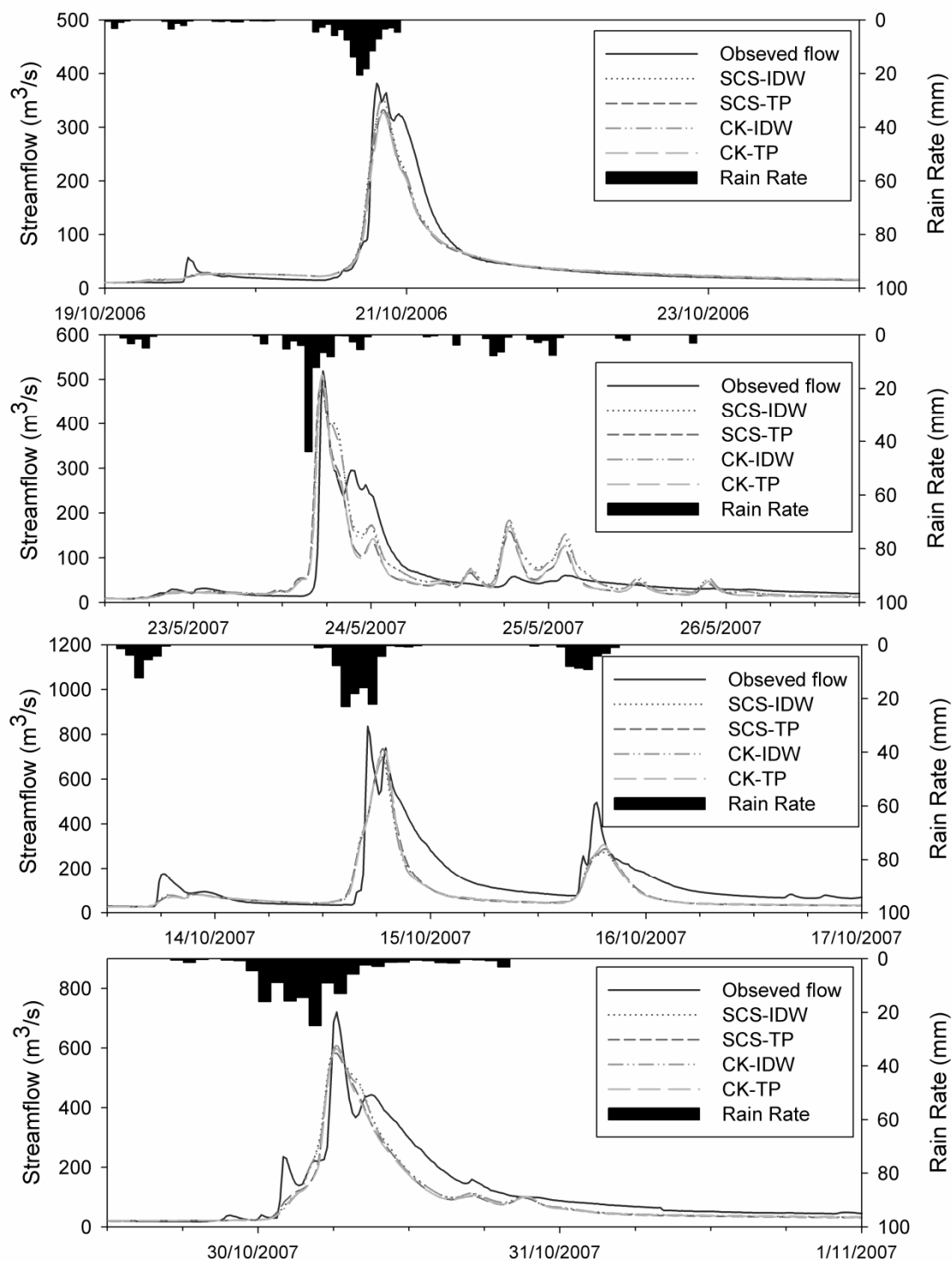


Figure 3-4. Simulated and observed storm hydrographs at the Pejibaye watershed outlet, in calibration period.

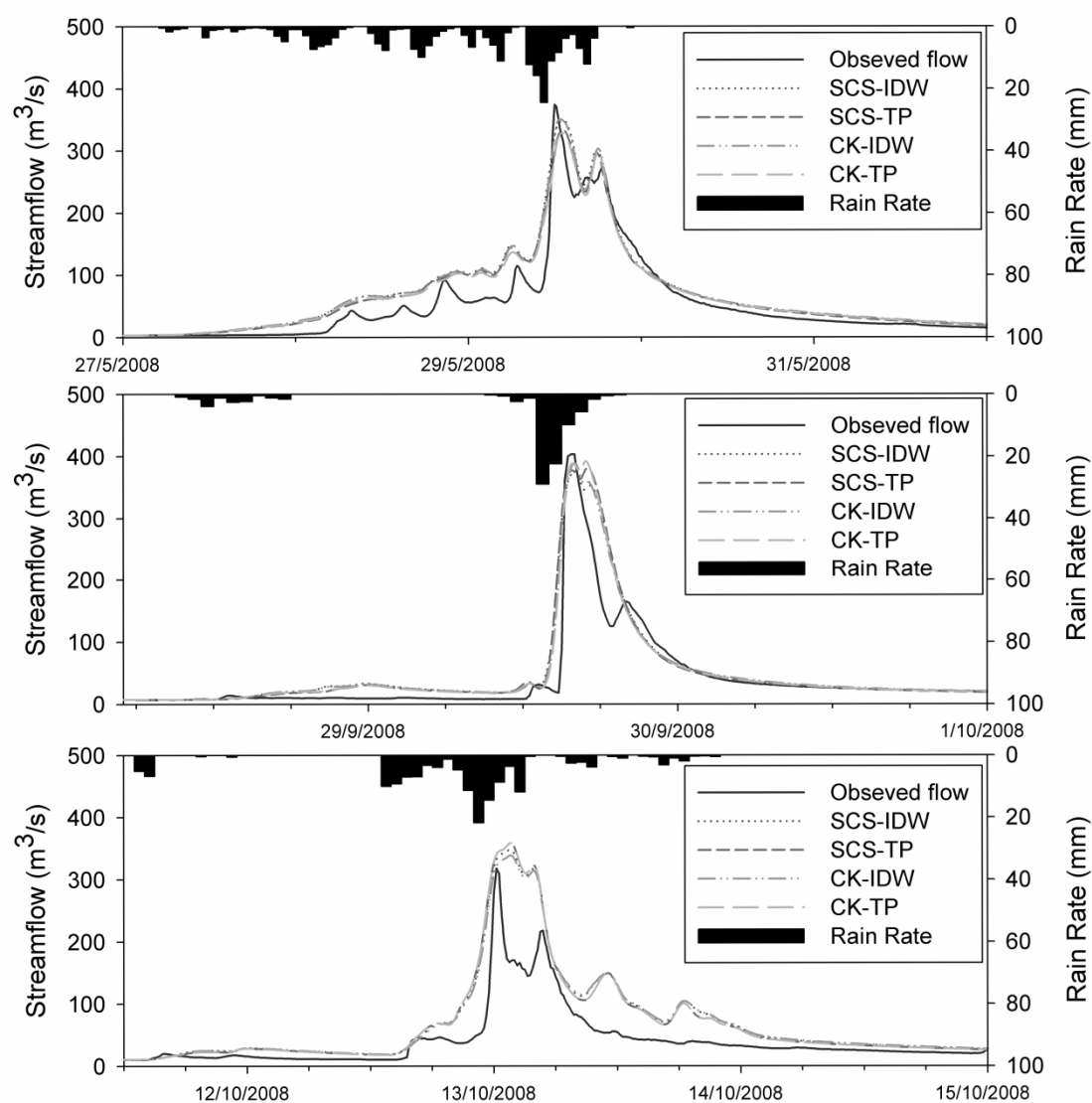


Figure 3-5. Simulated and observed storm hydrographs at the Pejibaye watershed outlet, in validation period.

Table 3-4. Error indicators for each event and HEC-HMS configuration. Units: PE ($\text{m}^3\text{s}^{-1}/\text{m}^3\text{s}^{-1}$); TE (min); CME (min/min); VE (m^3/m^3).

	<i>CK-IDW</i>				<i>CK-TP</i>				<i>SCS-IDW</i>				<i>SCS-TP</i>			
EVENT	PE	TE	CME	VE	PE	TE	CME	VE	PE	TE	CME	VE	PE	TE	CME	VE
19/10/2006	-0.08	55.00	0.04	-0.04	-0.14	60.00	0.05	-0.08	-0.08	60.00	0.02	-0.04	-0.13	65.00	0.03	-0.11
22/5/2007	-0.02	-10.00	0.19	0.11	-0.02	-5.00	0.12	-0.06	-0.07	-15.00	0.18	0.11	-0.06	-15.00	0.10	-0.04
13/10/2007	-0.17	100.00	-0.24	-0.26	-0.12	105.00	-0.25	-0.26	-0.16	95.00	-0.26	-0.32	-0.12	100.00	-0.27	-0.31
29/10/2007	-0.16	0.00	-0.12	0.00	-0.17	0.00	-0.11	-0.05	-0.17	-5.00	-0.14	-0.18	-0.19	-5.00	-0.14	-0.22
27/5/2008	-0.06	45.00	-0.20	0.31	-0.12	65.00	-0.19	0.25	-0.07	70.00	-0.20	0.31	-0.11	70.00	-0.19	0.25
28/9/2008	-0.04	15.00	-0.18	0.33	-0.03	70.00	-0.18	0.31	-0.06	20.00	-0.20	0.28	-0.05	75.00	-0.20	0.26
11/10/2008	0.07	80.00	0.12	0.74	0.13	85.00	0.08	0.72	0.09	80.00	0.10	0.67	0.13	85.00	0.08	0.65

This appreciation leads to the consideration of the soil moisture recharge processes; which will be further discussed in the next section.

Few differences could be detected between the simulated hydrographs for the different modelling approaches; the most notable ones referred to peak flows, in particular when a different average rainfall method is applied (TP or IDW).

Table 3-5. Average error indicators (\pm SE) for each HEC-HMS configuration in calibration and validation periods.

CALIBRATION

	<i>CK-IDW</i>		<i>CK-TP</i>		<i>SCS-IDW</i>		<i>SCS-TP</i>	
PE	-0.11	(± 0.03)	-0.11	(± 0.03)	-0.12	(± 0.03)	-0.13	(± 0.03)
RTE	0.23	(± 0.17)	0.26	(± 0.17)	0.21	(± 0.18)	0.22	(± 0.19)
CME	-0.03	(± 0.09)	-0.05	(± 0.08)	-0.05	(± 0.10)	-0.07	(± 0.08)
VE	-0.05	(± 0.08)	-0.11	(± 0.05)	-0.11	(± 0.09)	-0.17	(± 0.06)
B	-0.08	(± 0.07)	-0.13	(± 0.05)	-0.12	(± 0.09)	-0.17	(± 0.07)
TE	36.25	(± 25.61)	40.00	(± 26.22)	33.75	(± 26.33)	36.25	(± 27.72)
RMSE	50.12	(± 12.32)	52.02	(± 11.76)	50.85	(± 12.32)	54.00	(± 10.38)
MAE	31.19	(± 9.54)	31.79	(± 9.43)	31.81	(± 9.68)	33.74	(± 8.44)
LOG	36.57	(± 13.34)	40.65	(± 14.88)	77.87	(± 30.83)	81.65	(± 32.49)
PW-RMSE	63.90	(± 15.88)	66.94	(± 14.13)	68.39	(± 14.55)	71.40	(± 13.04)

VALIDATION

	<i>CK-IDW</i>		<i>CK-TP</i>		<i>SCS-IDW</i>		<i>SCS-TP</i>	
PE	-0.01	(± 0.04)	-0.01	(± 0.07)	-0.01	(± 0.05)	-0.01	(± 0.07)
RTE	0.46	(± 0.19)	0.68	(± 0.09)	0.56	(± 0.21)	0.71	(± 0.08)
CME	-0.08	(± 0.10)	-0.10	(± 0.09)	-0.10	(± 0.10)	-0.10	(± 0.09)
VE	0.46	(± 0.14)	0.43	(± 0.15)	0.42	(± 0.13)	0.39	(± 0.13)
B	0.41	(± 0.13)	0.38	(± 0.14)	0.41	(± 0.14)	0.37	(± 0.14)
TE	46.67	(± 18.78)	73.33	(± 6.01)	56.67	(± 18.56)	76.67	(± 4.41)
RMSE	31.68	(± 5.87)	31.77	(± 6.76)	34.27	(± 5.18)	34.09	(± 5.57)
MAE	18.61	(± 4.37)	17.64	(± 4.27)	19.79	(± 4.48)	18.77	(± 4.18)
LOG	76.57	(± 18.13)	68.12	(± 16.40)	86.22	(± 13.31)	76.25	(± 10.12)
PW-RMSE	42.78	(± 9.24)	44.61	(± 10.99)	45.93	(± 8.61)	46.99	(± 9.66)

In order to assess each model performance and goodness of fit, a set of 10 error indicators was used (Figures 3-6 and 3-7; Table 3-5). It can be said that the calibration scheme reduced successfully (below 20 %) all the error ratios in the

calibration, except for the RTE which was also acceptable (below 25 %). In validation only PE (≈ 1 %) and CME (below 10 %) were acceptable. Nevertheless, the high values of RTE, VE and B seem to be related to rainfall bias, which will be discussed later as well.

Regarding the model configuration, CK-IDW performed better than the other three models, especially when compared with SCS-TP, according to most of error indicators. Such model was followed in most cases by CK-TP, then SCS-IDW and finally SCS-TP. Despite this, the ordering was apparently reversed referring to VE in validation, which was the only aspect in which CK-IDW was the worst method.

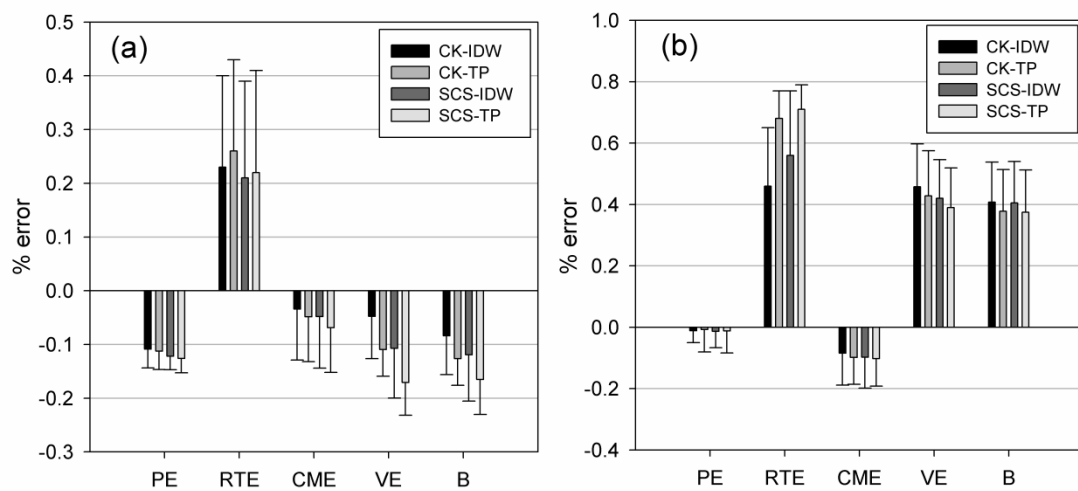


Figure 3-6. Prediction error indicators in calibration (a) and validation (b): PE, RTE, CME, VE, and B.

In relation to the average rainfall calculation, IDW performed better than the TP method. The IDW method yielded lower RTE, CME, TE (the timing indicators), PE and PW-RMSE (magnitude indicators) in calibration and validation. Likewise, IDW presented lower VE and B, but only in calibration. Considering the different overland routing methods, CKUH also performed better than SCSUH concerning PE, CME, B, RMSE, MAE, LOG and PW-RMSE.

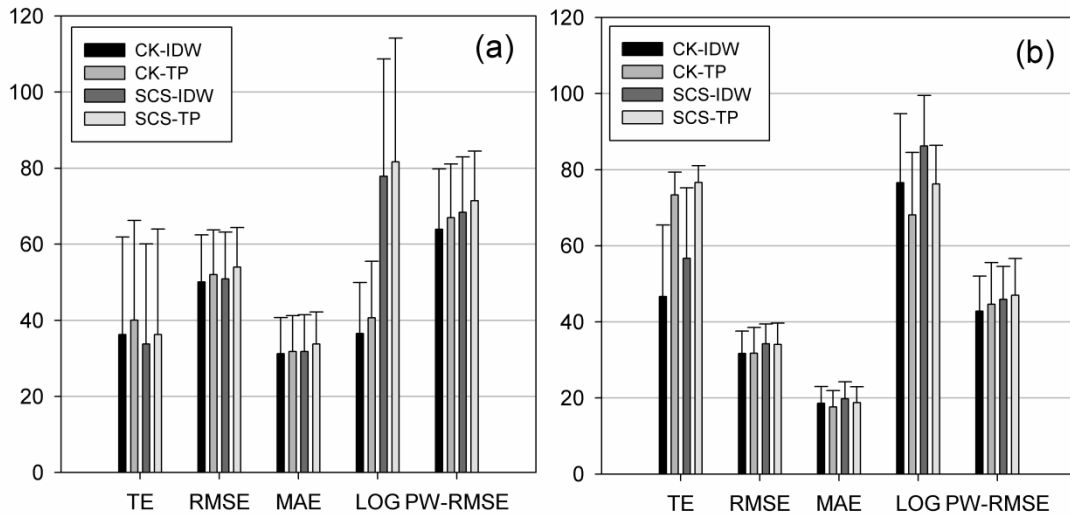


Figure 3-7. Prediction error indicators in calibration (a) and validation (b): TE, RMSE, MAE, LOG, and PW-RMSE.

3.4. Discussion

The four models generated acceptable simulations of selected flash flood hydrographs, with PE (magnitude error) and CME (timing error) within reasonable bounds (below 20% in calibration and below 10% in validation).

Regarding the other timing error indicators, RTE was slightly higher both in calibration (below 25%) and in validation (50%). The error indicators for each event gathered in Table 3-4, show how timing errors were mostly due to the 13/10/2007 event in calibration, and the 11/10/2008 event in validation. Concerning TE, it can be seen that such error is only about 30 minutes on average in the calibration, which is reasonable considering the rainfall resolution (1 hour). In validation, only the CK-IDW configuration gave reliable simulation timing, with TE slightly higher than 40 minutes. This RTE-related deviation from the goodness of fit indicated by a much lower CME could be attributed to the low resolution of peak area in most hydrographs, which seems to be strongly related to rainfall resolution, rather than to other model components.

VE and B were also satisfactory in calibration (below 20%); however the error in such terms increased significantly in the validation period. Again, in the light of the

simulated hydrographs (Figures 3-4 and 3-5) in May and October 2008, and given the prevailing convective rainfall fields (and therefore spatially concentrated precipitations), this could be explained by a mean areal rainfall overestimation, probably associated with a convective core centred over a rainfall gauge, and hence erroneously extrapolated to a wide area of the watershed.

By contrast, a similar effect but in the opposite sense (rainfall underestimation) could be appreciated in the discrepancy between computed and measured hydrographs for 14 -16 October 2007. In this event not only the three measured peaks were underestimated but also the entire measured recession volume is inconsistent with measured rainfall. This time the marked difference could be attributed only to a severe rainfall volume underestimation due to its magnitude.

These unrepresentative rainfall sampling was also detected by Sun et al. (2000), who found marked discrepancies when sparse rainfall gauge measurements and blended radar-rain gauge data were compared. Though this assert remains unproven for the present study, this effect could have been enhanced by the possibility of convective and orographic rainfall patterns (Enfield and Alfaro, 1999; Fernandez et al., 1996; Taylor and Alfaro, 2005), which are too small to be properly described by the used rain gauge network (Collier, 2007).

Zooming in on the 15th October 2007 hydrograph, the peak flow is actually composed of two sub-peaks (840 m³/s the first and 720 m³/s the second one) 2 hours apart. In the simulation only the second peak has been obtained, which could be related with the routing scheme or more likely with the abovementioned rainfall underestimation effect as well. Thus, the TE was very high (Table 3-4), while the simulated peak matched well with the second peak (Figure 3-4). This effect strongly affected RTE and TE, and may have been the cause of the apparent disagreements between the coarse timing indicator (CME) and the fine timing indicator (RTE and TE). Notwithstanding, the lower CME is a positive sign of model performance in terms of timing and reliability; whereas the high TE in validation suggests the need for more accurate rainfall measurements for sound flood warning systems.

Further, it can be said that rainfall gage station density is quite low in the present study. However, it has to be noted that in South Pacific Costa Rica there is an automatic weather station every 10.8 km, with a mean nearest neighbour distance between stations of 16.5 km; whereas regarding the study site, there is a mean distance between stations of 6.2 km, and the average nearest neighbour distance is 8.2 km. These data reflect a matter of concern in further development of hydrological modelling in South Pacific Costa Rica.

These concerns regarding spatial and temporal rainfall resolution, agree with the scale dependant accuracy exposed by Ajami et al. (2004) regarding forcing data, and supported by Carpenter et al. (2001), Koren et al. (1999), Michaud and Sorooshian (1994), Shah, (1996a), and Shah (1996b). However, in the present study both spatial and temporal resolutions (attending VE and TE respectively) seemed to have a significant impact on simulations, despite being a wet climate. Therefore, the humid or arid conditions are not necessarily that influential, but the prevailing rainfall characteristics, either convective or stratiform, are.

The MCS performed adequately finding the overall optimum parameters. Calibration and validation results showed relevant findings on model component behaviour and the MCS itself.

From the point of view of RTE and TE comparison (Figures 3-6 and 3-7), it can be said that meteorological method selection was more relevant than the selection of direct runoff method (however, CKUH produced a more moderate improvement in these terms in validation), the IDW method being the one that gave better timing results. This result indicates that IDW reflects the actual spatial pattern and temporal distribution of precipitation field better than the excessively rigid TP method.

Optimized CNs lie within a narrow range around the initial parameters (Table 3-3) for the four models, which reinforces the consistency of the proposed MCS, the rainfall intensity-CN interactions, and the suitability of AMC choice criteria proposed by Mishra et al. (2008). However, it seems reasonable to address the AMC selection using a more objective criterion, accounting for not only antecedent evaporation processes, but also the event intensity itself.

Besides that, initial abstraction (I_a) is also consistent among models, but in a higher proportion than expected. An optimized value of λ of 0.27 was found on average, indicating for the study site and the range of events hereby analysed, an underestimation of I_a when a value of 0.20 is assumed. However, the model behaviour at the early stages of the event was found somehow inconsistent with observed streamflow in two cases, the May and September 2008 events. In these situations there was little or no response at the watershed outlet, while the model predicted further discharge variations. A possible explanation is that HEC-HMS includes in every case the I_a in baseflow, thus soil moisture content recharge processes in the unsaturated upper soil layers, when they are dry, are not considered in any way, representing a weakness of the model. On the other hand, for the five remaining events this approach resulted correct, possibly due to the usually high soil moisture content during the wet season.

Concerning the overland runoff routing, the model that presented better behaviour was CKUH, especially when combined with IDW method. However, the differences were sometimes minimal. For example, when comparing CK-TP with SCS-IDW, no significant difference was found.

Different formulations were used for the initial estimation of t_c , through the different UH methods. Also different t_c scale factors were found for SCSUH and CKUH in calibration. Both formulations overestimated the actual t_c , which indicate higher velocities than expected (likely due to high velocities when surface runoff converges into any inner channel); such overestimation was more marked for the CKUH (actual values were reduced by a 19-21%) than for SCSUH formulation (calibrated values were reduced by a 0-5%). Interestingly, when comparing all the SCSUH and CKUH time of concentration (using the SCS, 1972, relationship $t_{lag} = 0.6 \cdot t_c$), they deferred in less than 5 minutes on average when optimised, whatever pair of models is compared (the greatest difference between SW's time of concentration was found when the CK-IDW and SCS-TP models were compared). Accordingly, it seems acceptable to use the same formulation for t_c calculation, either in SCSUH or CKUH. However, the SCS-CN formulation also overestimated, though more moderately, the parameter.

In order to assess the impact of calibration in reducing timing errors, RTE and TE were compared before and after calibration. An improvement of 10% was produced in the mentioned indicators for CKUH, both in calibration and validation, whereas no improvement was detected in SCSUH since the initial parameters were almost not further modified.

Only for comparison, Kirpich's (1940) time of concentration was also calculated. Kirpich's times of concentration were 26 minutes shorter on average than the optimized values. This is likely because Kirpich's (1940) formulation is usually related to watersheds where channel runoff dominates, while SCS-CN formulation is more often associated with small watersheds where overland runoff predominates, which is clearly the case of the Pejibaye SWs. Therefore, it seems acceptable assuming the SCS-CN time of concentration as an initial guess (or even for ungauged watersheds), to apply the proposed model in this region.

Regarding the baseflow module, the optimized parameters were very similar within models using CKUH and SCSUH. The earlier ($R_{1i} = 2.72 \cdot t_{ci}$; $R_{2i} = 12.74 \cdot t_{ci}$) were slightly higher than the latter ($R_{1i} = 2.66 \cdot t_{ci}$; $R_{2i} = 11.83 \cdot t_{ci}$) on average. A longer development of the recession region in the CKUH compared with SCSUH, since CKUH accounts for the storage capacity of the watershed, could explain this result. In such a manner the computed baseflow in SCS-IDW and SCS-TP tends to compensate for the lack of volume at the end of the surface runoff hydrograph.

In order to evaluate the impact of the baseflow component, not only on long recession modelling, but also on peak discharge, simulation results were compared between calibrated models and the models excluding the baseflow component. As expected, the improvement in LOG error was very high (64% in calibration and 67% in validation). But baseflow consideration, though less marked, produced a significant decrease in PE (from 25% in calibration and 24% in validation, to 12% in calibration and 1% in validation) when moving from the model without baseflow component to the fully calibrated model. Therefore, the weight of baseflow component is not only basic on recession limb simulation, but also decisive on peak discharge magnitude prediction.

This aspect has to be considered in many engineering hydrologic applications, when peak flow is determined by means of a single surface runoff modelling. Moreover, it is also noted that R_1 and R_2 were determined by calibration; thus it would be interesting to set out regional relationships of R_1 and R_2 with easily measurable geophysical characteristics, as has been done in this study.

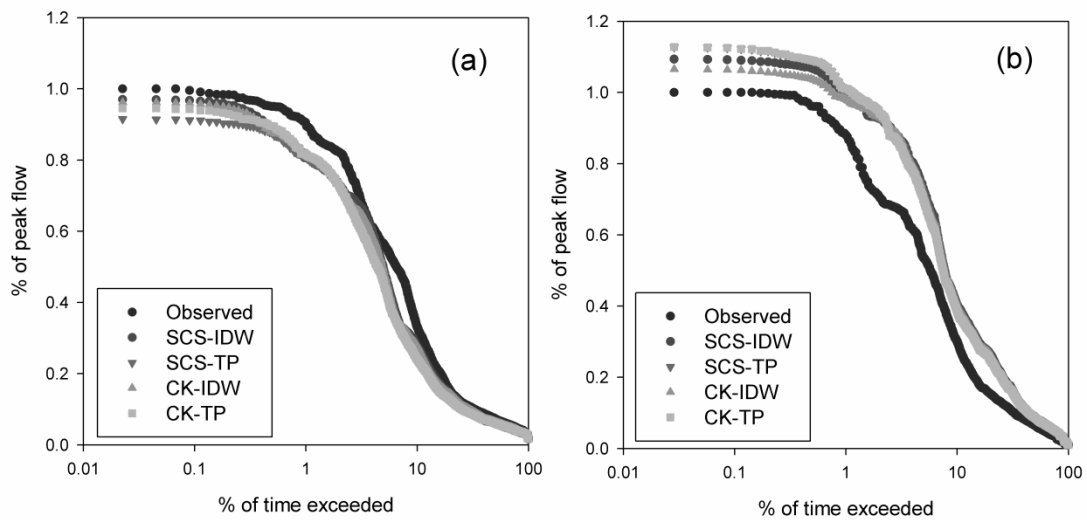


Figure 3-8. Flow-duration curves in calibration (a) and validation (b) events. Flow is represented as relative to observed event peak discharge.

In turn CK-IDW was the model which performed in a more successful way considering all the error indicators, while the SCS-TP was the least accurate. To visually contrast overall model performance, runoff duration curves were composed for the calibration and validation periods, with a relative to event-peak-discharge approach (Figure 3-8). It can be appreciated how a slightly marked underestimation was produced in calibration events, whereas a more evident overestimation was detected in validation. This issue has been previously commented, upon the mean areal rainfall estimation being the most probable cause. Regarding only high flows, the same general overestimation or underestimation trend was given, although CK-IDW and SCS-IDW models presented lower bias in this hydrograph region. While low flows were well represented by the model, a higher disagreement can be found for mid flows.

Nevertheless, in calibration CK-IDW and SCS-IDW were more adjusted to measured values for mid flows.

3.5. Conclusions

It has been shown how the proposed event semi-distributed hydrologic model can be readily developed for a watershed (and presumably at a regional scale) using existing databases and minimizing the additional data collection. This model is able to reasonably predict not only whether the bankfull stage is reached or surpassed at the watershed outlet, but also when, how much and how long is surpassed. CARTA 2005 mission and MIDEPLAN soil maps are useful databases for the model development. However, field survey may be needed, for example to derive channel Manning's roughness coefficients or hydrologic conditions.

The proposed semi-distributed model has been tested for seven flash flood events (four in calibration and three in validation), using four different HEC-HMS configurations (CKUH-IDW, CKUH-TP, SCSUH-IDW and SCSUH-TP). In correlation (R^2) and efficiency (NS) terms, the four configurations in comparison performed successfully, though few differences were found among different configurations. Nevertheless, ten error indicators were also calculated for each configuration in order to assess the goodness of fit and the methods' performances, which indicated more marked differences. CKUH usually yielded more accurate simulations, especially when combined with IDW method, while SCSUH-TP configuration produced the poorest results. Model parameters were optimised by means of a MCS. This calibration scheme yielded consistent results. Moreover, the introduction of a baseflow filter was useful in the initial estimate of the surface runoff/baseflow ratio, providing a more objective starting point for calibration.

Several practical recommendations have been discussed regarding the Initial abstraction ratio, AMC choice, and UH parameterization, which represent a valuable aid for practical applications. The approach used for the baseflow component produced reliable simulations of the recession region of hydrographs. Moreover, the results highlighted the weight that the fast component of baseflow has on peak magnitude prediction as well. A limitation of this approach, especially to be applied to ungauged watersheds, is the need of parameter calibration which

is not always possible. This issue could be the objective of further research in order to obtain any regionalised estimation procedure.

Finally, in the light of results, the rainfall input was the model component introducing more error in predictions. This may be the most limiting factor of the model, since the use of rain gauge measurements depends strongly upon the density of the station network; hence, higher prediction errors could be expected in areas with a more scattered gauge network. . To this point, radar (not present in Costa Rica) or satellite rainfall estimates, which lie beyond the scope of this study, represent very efficient and promising rainfall detection tools, which are in addition completely compatible with the sort of semi-distributed model herein presented. Despite this, radar, and especially satellite rainfall estimates, are not free from over or underestimation bias (e.g. Collier, 2007; Ramirez-Beltran, 2008), being strongly dependant on ground measurements for accurate imagery correction. Thus, the concerns regarding rainfall quantification are still of major relevance in flood analysis.

4. MODELO HIDRODINÁMICO

Modelización hidrodinámica 1D y 2D e impacto de la geometría y la resistencia al flujo en la simulación

4.1. Introducción

Los modelos hidrodinámicos permiten estimar la delimitación de la amenaza de inundación en áreas adyacentes a ríos, relacionando los caudales circulantes con la cota de la lámina de agua, el campo de velocidades y, en los casos que se requiera, la duración de la inundación. Durante las últimas décadas, la gestión del riesgo de inundación ha venido demandando con un mayor peso la estimación de áreas de inundación causadas por inundaciones de diferentes PR, o bajo diferentes escenarios futuros de simulación, asociados con cambios en las variables ambientales (Ashley et al., 2005; Hall et al., 2005; Middelkoop et al., 2004).

Los avances en las técnicas de teledetección y la proliferación y la popularización de modelos informáticos de tipo hidrodinámico, ha permitido que este tipo de modelización se convierta en una herramienta atractiva y accesible, que puede complementar las observaciones históricas, o incluso constituir una alternativa cuando éstas no son suficientes, para predecir los daños potenciales de futuros eventos de inundación (Hunter, 2007).

Sin embargo, existen consideraciones importantes a tener en cuenta a la hora de desarrollar un modelo hidrodinámico. Frente al objetivo de desarrollar un modelo que sea lo más realista y preciso posible, existen algunas limitaciones que todavía hoy son difíciles de solventar (Beven, 2001). Éstas incluyen aspectos como la carga computacional de los cálculos hidrodinámicos, los recursos necesarios para recopilar o generar los datos de entrada del modelo, así como para su desarrollo, y los requerimientos del usuario final. Por tanto, la necesaria evaluación del comportamiento de los modelos, y la incertidumbre de los datos de entrada, condiciona fuertemente la propia selección del modelo a aplicar.

El objetivo del presente estudio es comparar y analizar el comportamiento de dos modelos hidrodinámicos: HEC-RAS (1D) e IBER (2D), usando como ejemplo dos tramos de la red del río Pejibaye, con objeto de evaluar su mayor o menor aptitud

para su aplicación en la valoración del riesgo de inundación en función de las características del tramo y la magnitud del evento. Además, se quiere analizar la influencia de la calidad y resolución de la geometría de entrada y la sensibilidad de los resultados al parámetro de rugosidad (número de Manning).

4.1.1. Selección del modelo hidrodinámico

En aquellas situaciones en los que los caudales de avenida son inferiores al nivel del bankfull, existe un consenso casi unánime (Knight y Shiono, 1996) sobre el hecho de que los procesos fluviales pueden ser descritos a través de las ecuaciones unidimensionales del movimiento del flujo. Otra ventaja de los planteamientos unidimensionales de simulación del flujo, es que permiten desarrollar aplicaciones informáticas que resuelven las ecuaciones de forma muy eficiente, con unos tiempos de cálculo mínimos.

Sin embargo, cuando este tipo de esquema de cálculo se aplica a las llanuras de inundación, los modelos comienzan a presentar ciertas restricciones y complicaciones prácticas (Hunter, 2007), ya que las hipótesis de partida comienzan a ser menos válidas. Por ejemplo, la modelización unidimensional no considera la difusión lateral de la onda de inundación, lo que tiene cada vez mayor importancia a partir del punto en el que la avenida sobrepasa los límites de las orillas. Otra limitación importante de los modelos de tipo unidimensional es la discretización del espacio en forma de secciones transversales, en lugar de una superficie continua, promoviendo la subjetividad en cuanto a la ubicación y, sobre todo, a la orientación de las secciones (Samuels, 1990). Estas limitaciones, implícitas de los modelos unidimensionales, pueden ser sorteadas gracias a los modelos bidimensionales, de gran difusión a partir de la última década.

4.1.2. Información topográfica

La información topográfica, tanto del cauce como de la llanura de inundación, representa el factor limitante más importante en la modelación hidráulica y su representación como variable de entrada al modelo determina en gran medida las condiciones hidráulica de la avenida simulada y la extensión del área inundada (Horritt y Bates, 2001a; Nicholas y Walling, 1997). Ello se debe a que las variables

hidráulicas (por ejemplo el calado y la velocidad) son altamente sensibles a las variaciones locales de la geometría del modelo (Wilson y Atkinson, 2005a,b). En consecuencia, pequeños errores en la elevación de la solera pueden tener un impacto relevante en la expansión lateral de las avenidas y en la determinación local de las variables hidráulicas.

En gran medida, la existencia de bases de datos topográficas y la disponibilidad de medios condicionan la posibilidad de aplicación de los modelos hidrodinámicos y de la precisión de los resultados (Cobby y Mason, 2001; Gomes Pereira y Wicherson, 1999). Por tanto, los errores asociados a la utilización de diferentes fuentes de elevaciones del terreno, en la simulación de inundaciones, representan un factor primordial a tener en cuenta a la hora de construir un modelo hidrodinámico.

La calidad de los modelos obtenidos mediante técnicas fotogramétricas (Lane et al, 1994) o a partir de imágenes de teledetección (Marks y Bates, 2000), depende del muestreado y de la calidad de la imagen. Estas técnicas se caracterizan por un nivel de error superior cuando se comparan con otras técnicas como el levantamiento topográfico con datos de campo, al menos en la obtención de datos puntuales. Sin embargo permiten una mayor homogeneidad y uniformidad en las mediciones en la totalidad del área de estudio y resultan mucho menos costosas.

En áreas donde no están disponibles este tipo de fuentes de información, existen otras fuentes topográficas de libre disposición, las cuales están disponibles a escala global. Por ejemplo, la NASA, gracias a la misión SRTM (Shuttle Radar Topography Mission) del año 2000 (<http://www2.jpl.nasa.gov/srtm/index.html>). Esta base topográfica tiene una error relativo vertical de aproximadamente 5.5 m (Brown et al., 2005), aunque se ha probado que la precisión vertical en algunas regiones montañosas es mucho mayor (Carabajal y Harding, 2005; Racoviteanu et al., 2007). Recientemente ha sido puesto a libre disposición otra fuente topográfica de resolución similar a la anterior, el ASTER GDEM, por el ERSDAC (<http://www.gdem.aster.ersdac.or.jp/>), y por LPDAAC (Land Processes Distributed Active Archive Center) de la NASA (<https://lpdaac.usgs.gov/>). Esta fuente topográfica tiene una precisión vertical de ± 20 m a nivel mundial, al 95% de

nivel de confianza [Ministerio de Economía, Comercio e Industria de Japón (METI)/Earth Remote Sensing Data Analysis Center de Japón (ERSDAC) et al., 2009]. Estas fuente topográficas tienen una resolución planimétrica que va desde los 30 m (ASTER GDEM y versión SRTM de pago) hasta los 90 m (versión libre del SRTM).

Esta disponibilidad ha permitido la modelización hidráulica a escalas que van desde, a la escala continental (p.e. Bates y Wilson, 2004; LeFavour y Alsdorf, 2005), o en tramos superiores a los 50 km (Wang et al., 2011) aunque su validez a escalas mucho menores (comparables al presente caso de estudio) no ha sido todavía comprobada. A pesar de ello, previsiblemente el efecto de dicha resolución en la extensión de las manchas de inundación, así como en la estimación local de las variables hidráulicas, independientemente de la precisión altimétrica, puede ser muy superior cuando se pretenden simular avenidas en tramos de una escala inferior a la de los casos comentados.

En referencia a ello, se han realizado algunos estudios sobre la influencia de la resolución espacial (Casas Planes et al., 2005; Hardy, 1999; Horritt y Bates, 2001b; Horritt, 2000; Omer et al, 2003; Werner, 2001), así como sobre el origen de los datos topográficos (Ruiz et al, 2002; Wilson y Atkinson, 2005a), que muestran este efecto en los resultados de los modelos de inundación, como son el calado, la velocidad, o las superficies de inundación.

4.1.3. Resistencia al flujo

Los modelos hidráulicos requieren especificar los parámetros que reflejan la resistencia al flujo para cada uno de los elementos de la malla. En el presente caso, esta rugosidad se evaluó mediante la ecuación de Manning, y por tanto expresada a través del número de Manning (n). Este parámetro puede ser estimado, con un nivel satisfactorio de precisión, a través de un muestreo de campo usando por ejemplo registros fotográficos o expresiones analíticas sencillas, cuyos parámetros están tabulados (e.g. Arcement y Schneider, 1994; Barnes, 1967; Chow, 1959).

Sin embargo, se ha probado que es difícil de demostrar que el parámetro rugosidad sea capaz de representar una estimación precisa de cada una de las relaciones

individuales del modelo (Beven, 1989). Hunter (2007) relaciona estos resultados con el hecho de que el coeficiente de rugosidad debe representar una gama amplia de pérdidas de energía, cuyo tratamiento explícito en un modelo concreto varía con su dimensión y el tipo de proceso. En otras palabras, el parámetro rugosidad agrupa una serie de relaciones, las cuales implican una pérdida de energía asociada principalmente a la fricción de fondo, que es difícil identificar con un único efecto concreto.

Así, en la práctica la determinación del parámetro rugosidad en cada una de las celdas del modelo es raramente posible, debido a las diferencias entre las escalas a las que se realizan las mediciones, la escala de las celdas del modelo y la escala de la que se derivan los procesos que describen los algoritmos utilizados (Beven, 2006). Por este motivo, es común realizar algún tipo de calibración, o al menos alguna comprobación empírica con datos observados, para probar la representatividad de los valores empleados, de los procesos físicos. De esta argumentación se deduce que los valores calibrados/comprobados del número de Manning no reproducen el comportamiento heterogéneo de la resistencia al flujo a un nivel local. Aunque en el contexto del modelo particular, representan a mayor escala dicho proceso (Beven, 2000).

4.2. Materiales y Métodos

4.2.1. Modelos hidrodinámicos

HEC-RAS

El modelo Hydrologic Engineering Centers-River Analysis System (HEC-RAS; www.hec.usace.army.mil/software/hecras/) es un modelo hidrodinámico unidimensional, ampliamente extendido en el ámbito de la ciencia y la ingeniería hidráulica. HEC-RAS, funcionando en modo estacionario, resuelve la ecuación unidimensional del flujo:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad [1]$$

$$h_e = L\overline{S_f} + C\left(\frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g}\right) \quad [2]$$

$$\overline{S_f} = \frac{1}{2}(S_{f_1} + S_{f_2}) \quad [3]$$

Donde Y_i es el calado en la sección i ; Z_i es la elevación de la solera en la sección i ; V_i es la velocidad en la sección i ; α_i es un coeficiente de ponderación, que depende de la distribución de velocidades correspondiente a la sección i ; h_e es la pérdida de energía en el tramo entre las secciones 1 y 2; L es la longitud del tramo entre las secciones 1 y 2; $\overline{S_f}$ es el gradiente longitudinal de pérdidas de energía por fricción en la sección i ; y C es el coeficiente de pérdidas por contracción-expansión.

IBER

IBER es un modelo matemático bidimensional para la simulación de flujos en ríos y estuarios promovido por el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX y desarrollado en colaboración con el Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente, GEAMA (de la Universidade da Coruña), el Grupo Flumen (de la Universitat Politècnica de Catalunya UPC y de la Universitat de Barcelona UB) y el Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE (vinculado a la Universidad Politécnica de Cataluña UPC), en el marco de un Convenio de Colaboración suscrito entre el CEDEX y la Dirección General del Agua. El modelo IBER consta de diferentes módulos de cálculo acoplados entre sí. En su versión actual (IBER v1.06; disponible en <http://www.iberaula.es>), se incluye un módulo hidrodinámico, un módulo de turbulencia, y un módulo de transporte de sedimentos por carga de fondo y por carga en suspensión.

En el módulo hidrodinámico, que constituye la base de IBER, se resuelven las ecuaciones de aguas someras bidimensionales promediadas en profundidad (ecuaciones de St. Venant 2D), también conocidas como 2D Shallow Water Equations (2D-SWE). Dichas ecuaciones asumen una distribución de presión hidrostática y una distribución relativamente uniforme de la velocidad en profundidad. La hipótesis de presión hidrostática se cumple razonablemente en el flujo en ríos. Las ecuaciones hidrodinámicas incluyen las ecuaciones de conservación de la masa y de momento en las dos direcciones horizontales:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h U_x}{\partial x} + \frac{\partial h U_y}{\partial y} = M_s$$

$$\frac{\partial h U_x}{\partial t} + \frac{\partial h U_x^2}{\partial x} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial y} = -gh \frac{\partial Z_s}{\partial x} + \frac{\tau_{s,x}}{\rho} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} - \frac{g}{\rho} \frac{h^2}{2} \frac{\partial \rho}{\partial x} + 2\Omega \sin \lambda U_y + \frac{\partial h \tau_{xx}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial y} + M_x$$

$$\frac{\partial h U_y}{\partial t} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial x} + \frac{\partial h U_y^2}{\partial y} = -gh \frac{\partial Z_s}{\partial y} + \frac{\tau_{s,y}}{\rho} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} - \frac{g}{\rho} \frac{h^2}{2} \frac{\partial \rho}{\partial y} - 2\Omega \sin \lambda U_x + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{yy}^e}{\partial y} + M_y$$

[4], [5], [6]

donde h es el calado, U_x , U_y son las velocidades horizontales promediadas en profundidad, g es la aceleración de la gravedad, Z_s es la elevación de la lamina libre, τ_s es la fricción en la superficie libre debida al rozamiento producido por el viento, τ_b es la fricción debido al rozamiento del fondo, ρ es la densidad del agua, Ω es la velocidad angular de rotación de la tierra, λ es la latitud del punto considerado, τ_{xx}^e , τ_{xy}^e , τ_{yy}^e son las tensiones tangenciales efectivas horizontales, y M_s , M_x , M_y son respectivamente los términos fuente/sumidero de masa y de momento, mediante los cuales se realiza la modelización de precipitación, infiltración y sumideros.

El módulo incluye diferentes términos fuente en las ecuaciones hidrodinámicas (presión hidrostática, pendiente del fondo, tensiones tangenciales viscosas y turbulentas, rozamiento de fondo, rozamiento superficial por viento, precipitación e infiltración), aunque en el presente caso no se tiene en cuenta ni la turbulencia, ni el viento, ni la precipitación local, buscando la simplificación de la aplicación del modelo. Además, se puede anticipar que el efecto de estos términos fuente en el análisis sería poco relevante, en comparación con el resto de términos, en las presentes condiciones.

Asimismo, IBER modela los frentes seco-mojado, tanto estacionarios como no estacionarios, que puedan aparecer en el dominio (CEDEX et al., 2010). Dichos frentes son fundamentales en la modelización de zonas inundables en rios.

El fondo ejerce una resistencia al flujo que es equivalente al rozamiento con una pared, con la particularidad de que, en general en los rios la rugosidad del fondo es elevada. La fricción del fondo tiene un doble efecto en las ecuaciones de flujo. Por un lado produce una fuerza de fricción que se opone a la velocidad media, y por

otro lado, produce turbulencia. Ambos efectos se pueden caracterizar por la velocidad de fricción u_f , que no es más que una forma de expresar la tensión tangencial de fondo con unidades de velocidad:

$$u_f = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}} \quad [7]$$

donde τ_b es el modulo de la fuerza de fricción de fondo, y ρ es la densidad del agua. En el presente caso, debido a que se trata de un río, se ha tomado la simplificación de considerar el efecto de la turbulencia despreciable frente al efecto de la resistencia de fondo al flujo.

En un modelo hidrodinámico 2D como IBER, promediado en profundidad, no es posible calcular la velocidad de fricción por medio de funciones de pared estándar, tal y como se hace en los contornos tipo pared, ya que las ecuaciones no se resuelven en la dirección vertical. Por lo tanto, es necesario relacionar la velocidad de fricción u_f con la velocidad media promediada en profundidad mediante un coeficiente de fricción (Manual de referencia hidráulico de IBER). Así, la tensión de fondo se puede expresar como:

$$\tau_b = \rho u_f^2 = \rho C_f |U|^2 \quad [8]$$

donde C_f es el coeficiente de fricción de fondo. Existen diferentes expresiones que permiten aproximar el coeficiente de fricción C_f . La mayor parte de ellas asumen flujo uniforme en canal con un perfil logarítmico de velocidad en profundidad.

A diferencia de los modelos 1D, en los modelos 2D el radio hidráulico deja de definirse como el cociente entre el área de la sección mojada y su perímetro mojado, ya que en 2D no tiene sentido el definir una sección transversal. Tomando una columna de fluido de anchura Δx y calado h , el radio hidráulico equivaldría a:

$$R_h = \frac{A}{P_m} = \frac{h\Delta x}{\Delta x} = h \quad [9]$$

Donde A es la sección mojada; P_m es el perímetro mojado y h es el calado. Por lo tanto, en los modelos 2D es lo mismo hablar de radio hidráulico y de calado.

La fricción de fondo se evalúa mediante la fórmula de Manning (ver ecuación [28] en el Capítulo 3), la cual utiliza el coeficiente de Manning n como parámetro. En este caso formula de Manning se puede escribir en la forma de la ecuación [8] utilizando el siguiente coeficiente de rugosidad:

$$C_f = g \frac{n^2}{h^{1/3}} \quad [10]$$

Un inconveniente reconocido (Werner, 2004; Hunter et al., 2005) de los modelos 2D comerciales es que los resultados de los esquemas numéricos explícitos, dependen fuertemente de la discretización espacial y temporal del modelo (Δx y Δt). Además, la estabilidad numérica del modelo puede requerir valores de Δt desmesuradamente pequeños, lo que hace que los tiempos de cálculo sean extremadamente largos. Valores inadecuados de Δx y Δt puede provocar oscilaciones anormales de los resultados, que se expanden rápidamente. Este efecto, curiosamente, se produce con mayor facilidad en zonas con gradientes de la lámina de agua relativamente pequeños, donde se esperaría que los resultados varíen gradualmente (Hunter, 2007). Para solventar este problema, IBER usa un incremento de tiempo variable, basado en el número Courant, denominada condición de Courant–Friedrichs–Lewy (CFL) (Courant et al., 1928). Para el presente caso se ha tomado un CFL de 0.9 (verificando posteriormente la estabilidad y presencia de anomalías) y se han comparado los resultados usando dos mallas diferentes, con diferentes resoluciones espaciales, para verificar la convergencia de los resultados.

Del mismo modo, se compararon los resultados obtenidos en IBER para una simulación en régimen estacionario y variable, para evaluar la conveniencia de un tipo de simulación u otra.

4.2.2. Red de drenaje y secciones transversales

Se analizan dos tramos que discurren a través de dos centros poblados dentro de la cuenca de estudio, en los cuales se han constatado la ocurrencia de inundaciones (particularmente en el caso del huracán César). EL primer tramo discurre a través de la población de Pejibaye tiene una pendiente media alta (1.30%) y el cauce es esencialmente rectilíneo. El segundo tramo atraviesa la población de San Rafael de

Platanares, que se asienta a orillas el río del mismo nombre. Dicho tramo tiene una pendiente media baja (0.32%) y presenta una sinuosidad más marcada.

Ambos cauces se hallan profundamente incididos, a excepción del tramo de Pejibaye en la parte final, donde presenta un área de expansión de las aguas, presentando una brusca transición entre el cauce y las orillas a lo largo de la mayor parte de su recorrido.

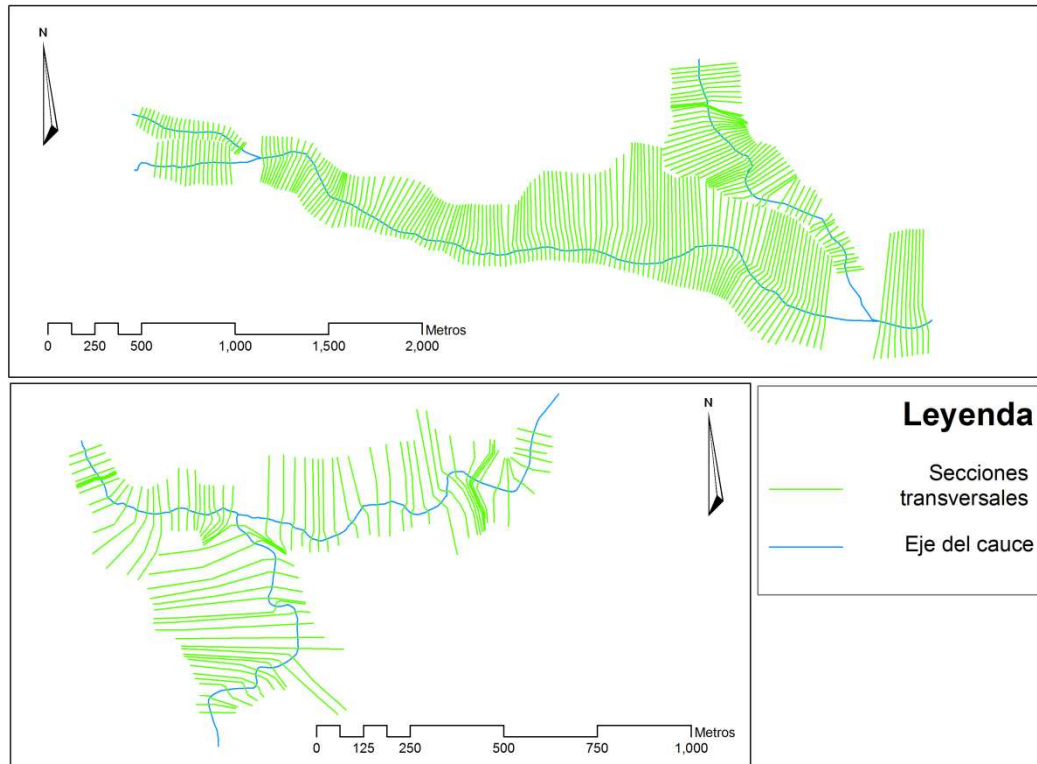


Figura 4-1 Red de drenaje y secciones transversales de los tramos Pejibaye (arriba) y San Rafael (abajo)

En la Figura 4-1 se muestran las zonas de estudio, representando los ejes de los cauces y las secciones transversales utilizadas para la simulación 1D. En la parte de arriba aparece el tramo de Pejibaye. Dicho curso discurre por la parte baja de la figura, recibiendo las aportaciones de dos afluentes por su margen derecha (quebrada Bolivia, aguas arriba, y río Platanares, aguas abajo). En la parte baja de la misma figura, aparece el tramo que discurre atravesando la población de San Rafael de Platanares, la cual se encuentra aguas arriba del tramo anterior. El curso principal, el río Platanares, corre de noroeste a noreste y recibe un afluente, el río Urbino, por su margen derecha.

Las secciones transversales fueron inicialmente establecidas manualmente en un entorno SIG. Posteriormente, al exportar los datos a HEC-RAS y correr el modelo, se constató la necesidad de secciones transversales intermedias. Las cotas de estas secciones adicionales fueron nuevamente extraídas del MDE utilizado en lugar de utilizar los valores interpolados.

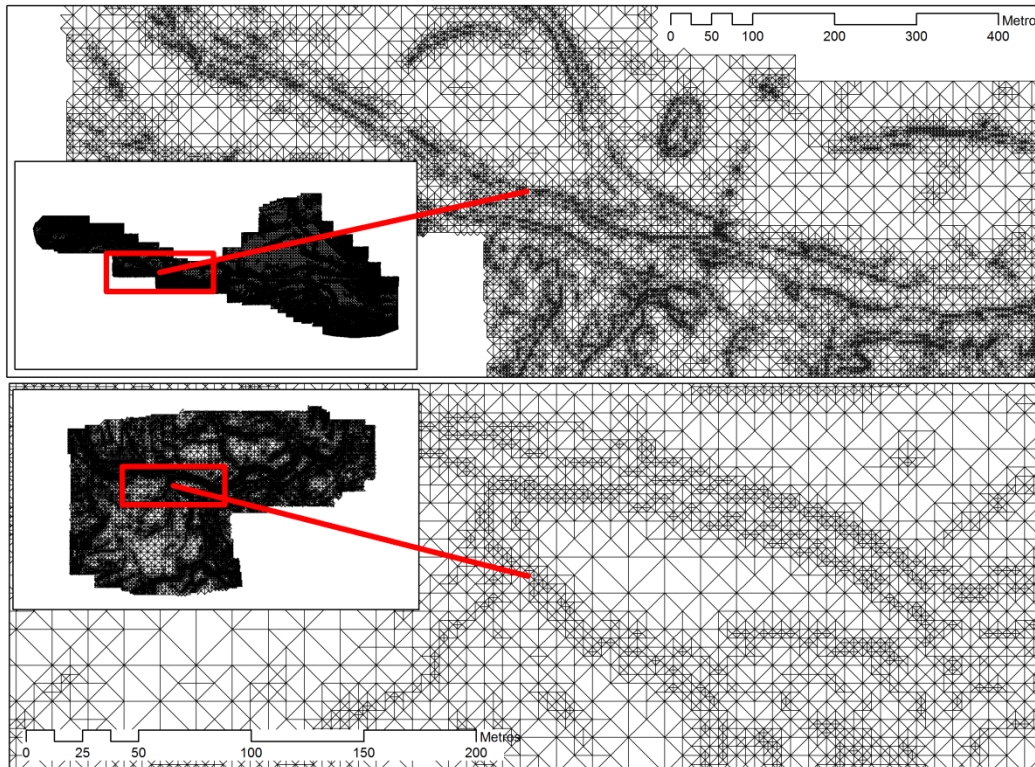


Figura 4-2 Malla RTIN, y detalle, empleadas en el modelo 2D de Pejibaye (arriba) y San Rafael (abajo)

4.2.3. Malla de cálculo 2D

Para resolver una ecuación diferencial por el método de volúmenes finitos es necesario realizar previamente una discretización espacial del dominio a estudiar. Para ello se divide el dominio de estudio en celdas de tamaño relativamente pequeño (malla de cálculo).

Como malla básica de cálculo se ha utilizado una RTIN (Figura 4-2), la cual está compuesta por elementos triangulares rectangulares. En IBER se permite especificar un error cordal (0.20 m en el presente caso) y un lado mínimo y máximo de elemento (1 m y 40 m). De este modo se tiene un buen control tanto del

error altimétrico como de los tamaños de los elementos, para que éstos no sean excesivamente pequeños y ralenticen la simulación.

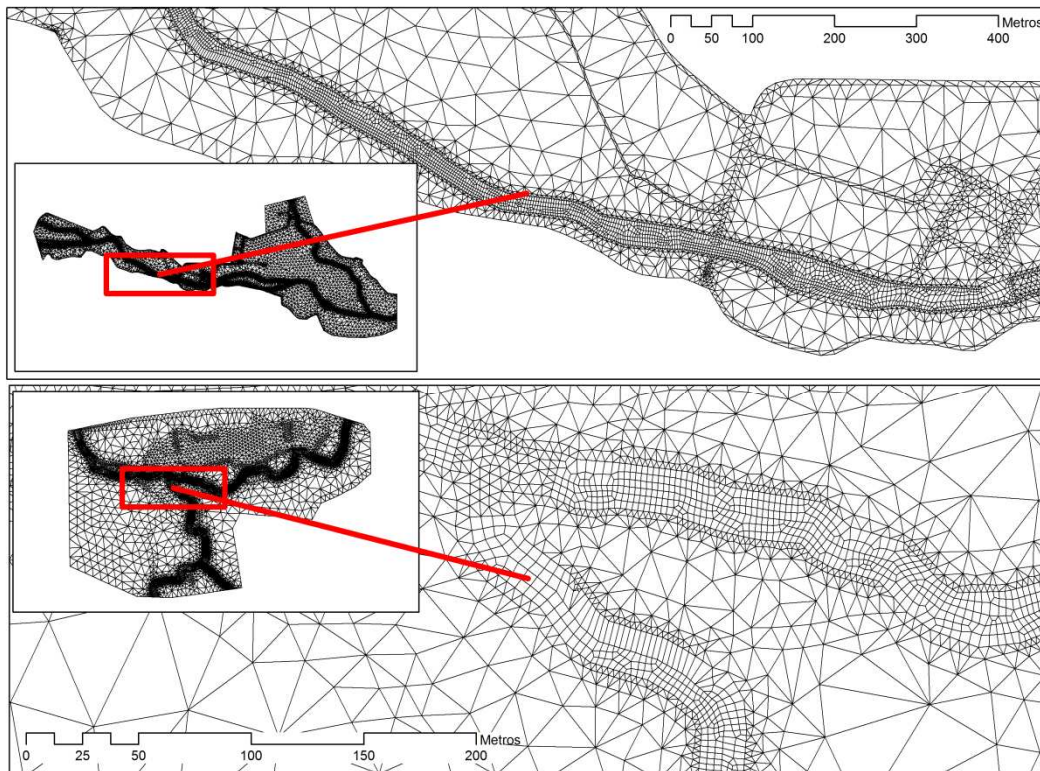


Figura 4-3 Malla mixta, y detalle, empleadas en el modelo 2D de Pejibaye (arriba) y San Rafael (abajo). Las zonas ampliadas corresponden a las mismas áreas de la Figura 4-2.

IBER puede trabajar con elementos tanto de tres como de cuatro lados. Es común introducir elementos cuadriláteros en la zona del cauce, donde el flujo tiene una componente muy marcada de tipo unidireccional, y triángulos en la llanura de inundación, donde el flujo tiene un más marcado comportamiento multidireccional, para que el cálculo resulte más eficiente. Esta forma de mallado necesita un tamaño máximo para las diferentes zonas de trabajo. Así, se ha creado una malla combinando elementos triangulares de tamaño máximo mayor en la llanura (40 m) y cuadriláteros más pequeños en el cauce y líneas de las orillas (5 y 2 m respectivamente) (Figura 4-3). Se han probado tamaños menores en la zona del cauce (2 m), pero el cálculo se hace demasiado lento, debido a que en esta malla no estructurada aparecen tamaños de elemento muy pequeños y la condición de estabilidad CFL reduce sucesivamente los pasos de tiempo de la

simulación, superando por mucho los tiempos de cálculo a los tiempos reales. De hecho, fue necesario editar la malla no estructurada mixta, para que no contuviera elementos excesivamente pequeños (<1 m) que como se ha explicado ralentizan el tiempo de cálculo.

Tabla 4-1 Características de las mallas de cálculo empleadas

	Elementos Triangulares	Elementos Cuadriláteros	Total Elementos
Mixta - Pejibaye	20419	11566	31985
RTIN - Pejibaye	194247	-	194247
Mixta – San Rafael	10246	5218	15464
RTIN – San Rafael	67131	-	67131

4.2.4. Geometría

Para la descripción de la geometría de los tramos se ha usado una Red de Triangulación Irregular (TIN) generada a partir de las coberturas topográficas, obtenidas por fotogrametría en el proyecto CARTA 2005. Seguidamente, este TIN se ha convertido en un MDE con resolución de celda de 2 m (MDE-CARTA05 de aquí en adelante), utilizando simplemente un método de interpolación lineal de las caras del TIN. Para comprobar la bondad de esta información altimétrica se realizó un levantamiento topográfico de secciones transversales y puntos de la llanura de inundación, utilizando una estación total Pentax V-227N.

Las diferencias encontradas comparando puntos obtenidos en el levantamiento, situados en calles y caminos, con las cotas extraídas del TIN en las mismas localizaciones, fueron inferiores a 30 cm, lo que asegura la calidad de la topografía utilizada para el estudio. Sin embargo, comparando las secciones levantadas durante los trabajos topográficos, se pudo comprobar que existían diferencias más marcadas a las mencionadas en la zona central de las secciones, es decir, en el cauce propiamente dicho. De hecho, esta apreciación resulta comprensible si se tiene en cuenta que, pese a la relativa exactitud de la medición fotogramétrica, esta técnica (al igual que la mayoría de metodologías que usan la teledetección) no permite estimar cotas por debajo de la lámina de agua, quedando el cauce definido únicamente por las líneas de las orillas. Asimismo, el peculiar relieve de estos

cauces fuertemente incididos en el terreno, compromete todavía más la precisión altimétrica en la transición cauce-orilla. Se pueden ver a modo de ejemplo algunas secciones en las que se aprecia una mayor discrepancia en la zona central del cauce (Figura 4-4).

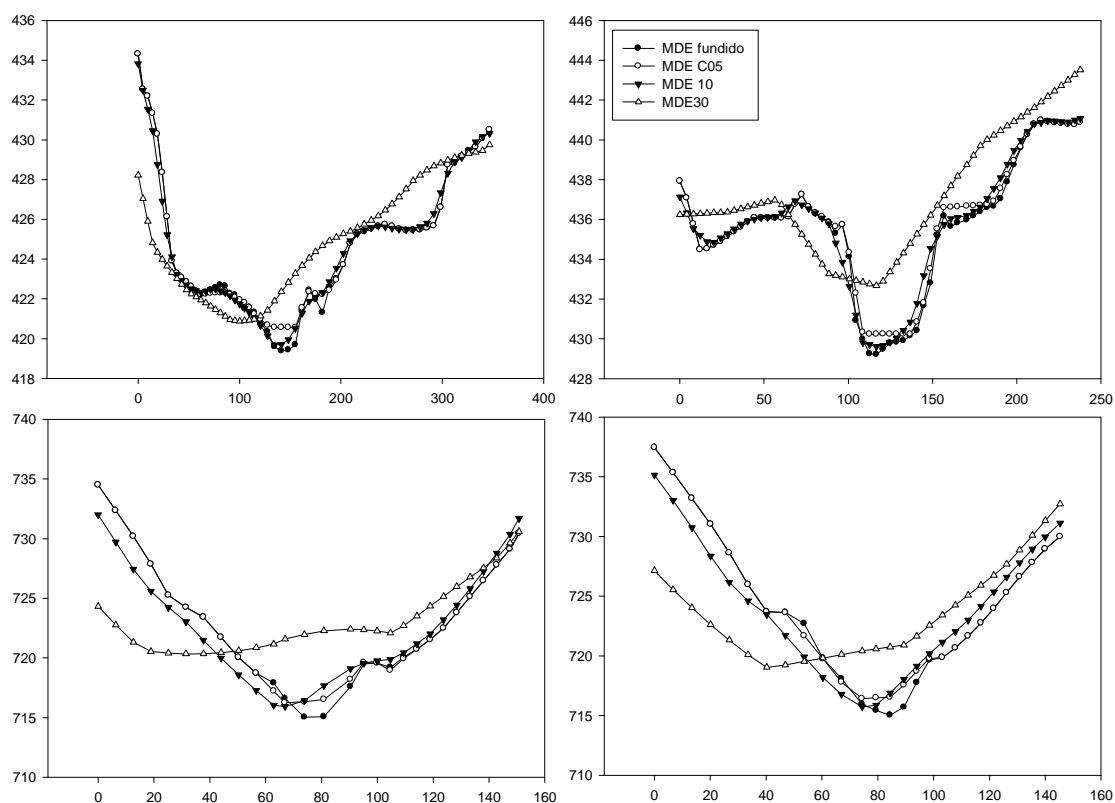


Figura 4-4 Comparación de secciones transversales, extraídas del MDE-fundido, MDE-CARTA05 (MDEC05), MDE-10 m, y MDE-30 m. Arriba las secciones de Pejibaye 3561.43 (izqda.) y 4274.36 (dcha.). Abajo las secciones de San Rafael 1542.94 (izqda.) y 1564.76 (dcha.). En eje de abscisas representa distancias a lo largo de la sección (m); en ordenadas elevación s.n.m. (m).

Para corregir estas diferencias se ha optado por una combinación de ambas fuentes, CARTA 2005 y levantamiento topográfico. Dado que los mayores errores en el CARTA05 se concentran en la zona de cauce, se eliminó toda la información altimétrica en la zona entre orillas y se sustituyó por una nueve de puntos de batimetría, generados por interpolación lineal y direccional (tanto en la dirección del eje del cauce, como perpendicularmente a esta dirección) de las secciones transversales levantadas en el muestreo de campo, empleando para ello el mallador de la aplicación informática Surface-water Modeling System (SMS v10.1;

<http://www.aquaveo.com/sms>). Esta manera de operar implica la generación de un elevado número de puntos de batimetría adicionales, que son integrados posteriormente en una nueva triangulación. De este modo se obtiene un nuevo MDE (MDE-fundido de aquí en adelante), de igual forma que el anterior, en el que la zona del cauce, más refinada, representa de una forma más precisa la forma real del tramo. En este sentido Merwade (2008) trata muy específicamente de este asunto. Para verificar el impacto y la necesidad de realizar esta operación, se han comparado los resultados obtenidos de la simulación hidrodinámica, utilizando el MDE de CARTA05 y el MDE-fundido de ambas fuentes de información (CARTA 2005 y levantamiento topográfico), que se presupone más preciso.

En el presente estudio se ha querido analizar el efecto del aumento de la resolución de la información topográfica. Para ello se ha reducido la resolución del MDE-fundido a tamaños de pixel mayores (10 y 30 metros; de aquí en adelante MDE-10 m y MDE-30 m, respectivamente). Con ello, se pretende obviar el error de medición por métodos de teledetección, y así únicamente analizar el efecto del aumento de la resolución de la información topográfica. En este sentido, independientemente de la mayor o menor precisión de estas fuentes de información altimétrica, ampliamente distribuidas, se quiere comprobar en qué medida afecta a los resultados el tamaño de las celdas del MDE utilizado. En la Figura 4-4 se presentan algunas secciones a modo de ejemplo que muestran el efecto de la disminución de la resolución en las cotas de la solera.

4.2.5. Rugosidad

Los modelos hidráulicos requieren especificar los parámetros que reflejan la resistencia al flujo para cada uno de los elementos de la malla. En el presente caso, esta rugosidad se expresó mediante el número de Manning. En el presente caso este parámetro se estimó a través de muestreo de campo, usando un registro fotográfico (Arcement y Schneider, 1994; Barnes, 1967).

Para estudiar el impacto de la incertidumbre asociada a la rugosidad del modelo en los resultados, se ha llevado a cabo un análisis de sensibilidad, variando los diferentes números de Manning desde +0.02 hasta -0.02 unidades, tanto del cauce como de las orillas.

4.2.6. Superficies de inundación

Se establecieron las superficies de riesgo, clasificadas como sin riesgo, riesgo (moderado + elevado) y riesgo elevado, y se compararon para los diferentes modelos hidráulicos. Los límites establecidos para delimitar los distintos riesgos responden al criterio de la Directiva Europea relativa a la Evaluación y Gestión de los Riesgos de Inundación (2007/60/EC, 23 Octubre 2007). A ellos se ha añadido un límite intermedio, que separa el riesgo moderado de las zonas sin riesgo, tal y como aparece en IBER; con lo que la clasificación de riesgo para una misma mancha de inundación corresponde a la de la Figura 4-5.

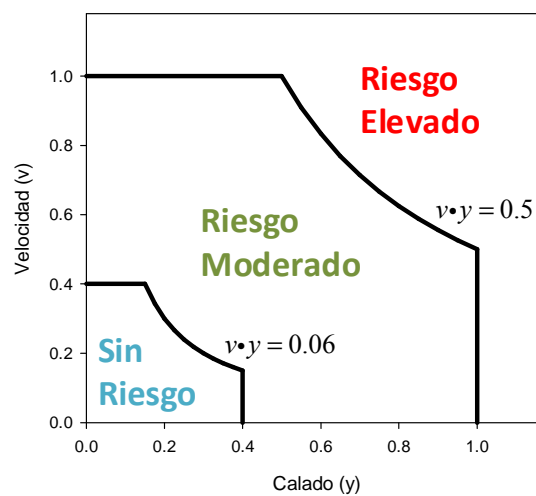


Figura 4-5 Niveles de clasificación del riesgo de acuerdo a las variables calado y velocidad.

4.2.7. Criterios de comparación

Con objeto de cuantificar las semejanzas y diferencias de los diferentes esquemas de modelización (modelo 1D/2D; malla de cálculo; régimen variable/uniforme), así como el impacto de los diferentes parámetros de entrada a los modelos (geometría y rugosidad), se compararon en primer lugar los valores resultantes de calado y velocidad en un set de puntos (40000 en el caso de Pejibaye y 7000 en San Rafael) situados sobre las secciones transversales utilizadas en el modelo HEC-RAS, excluyendo las 3 primeras y 6 últimas secciones de cada curso (para evitar posibles distorsiones por el efecto borde del modelo).

Asimismo, se comparó la superficie máxima de inundación, la superficie de riesgo (moderado y elevado) y la superficie de riesgo elevado; definidas cada una de ellas de acuerdo al esquema presentado en la Figura 4-5.

4.3. Resultados

4.3.1. Modelo hidrodinámico

En primer lugar, se evaluaron los dos modelos hidráulicos considerados, 1D y 2D, en régimen estacionario, utilizando dos mallas de cálculo diferentes (malla mixta y RTIN) en el caso de la simulación hidráulica 2D. Se estudió su comportamiento frente a una gama de caudales amplia: 75, 250, 750 y 1250 m³/s, en el caso del tramo que discurre a través de la población de Pejibaye; y de 60, 200, 600 y 1000 m³/s en el caso de San Rafael, repartidos en ambos casos entre los cursos principales y sus afluentes.

En la Figura 4-6 se muestran las diferencias puntuales, en términos cota de la lámina de agua y velocidad, entre los resultados obtenidos en la simulación 1D y 2D (con los dos tipos de malla empleados) en régimen estacionario. Para los dos tramos de estudio, las diferencias en términos absolutos, y su dispersión, son más acusadas a medida que los caudales de cálculo son mayores. Además, para los caudales más pequeños la lámina de agua resultante de la simulación 1D tiende a quedar por debajo de los resultados con el modelo IBER, mientras que ocurre lo contrario con los dos calados más elevados. Este efecto fue más acusado en el tramo de San Rafael que en el de Pejibaye. Considerando los campos de velocidades, HEC-RAS tendió a subestimar los valores resultantes, con referencia a los resultados generados con IBER, siendo más acusada esta tendencia cuando los caudales simulados son mayores.

En las Figuras 4-7 a 4-9, se pueden observar los perfiles longitudinales de los cursos principales de ambos tramos. En ellas se han representado tanto los perfiles que resultan de la simulación 1D, como los perfiles que resultan de la simulación 2D utilizando las dos mallas consideradas. En general presentan un buen nivel de acuerdo. No obstante, a medida que los caudales circulantes son mayores,

aparecen discrepancias puntuales mayores. Son de particular relevancia, como se verá más adelante en este mismo apartado, las diferencias en aquellas secciones en las que el curso se bifurca, especialmente en el caso de Pejibaye, o cuenta con la presencia de fuertes estrechamientos, como son los puentes.

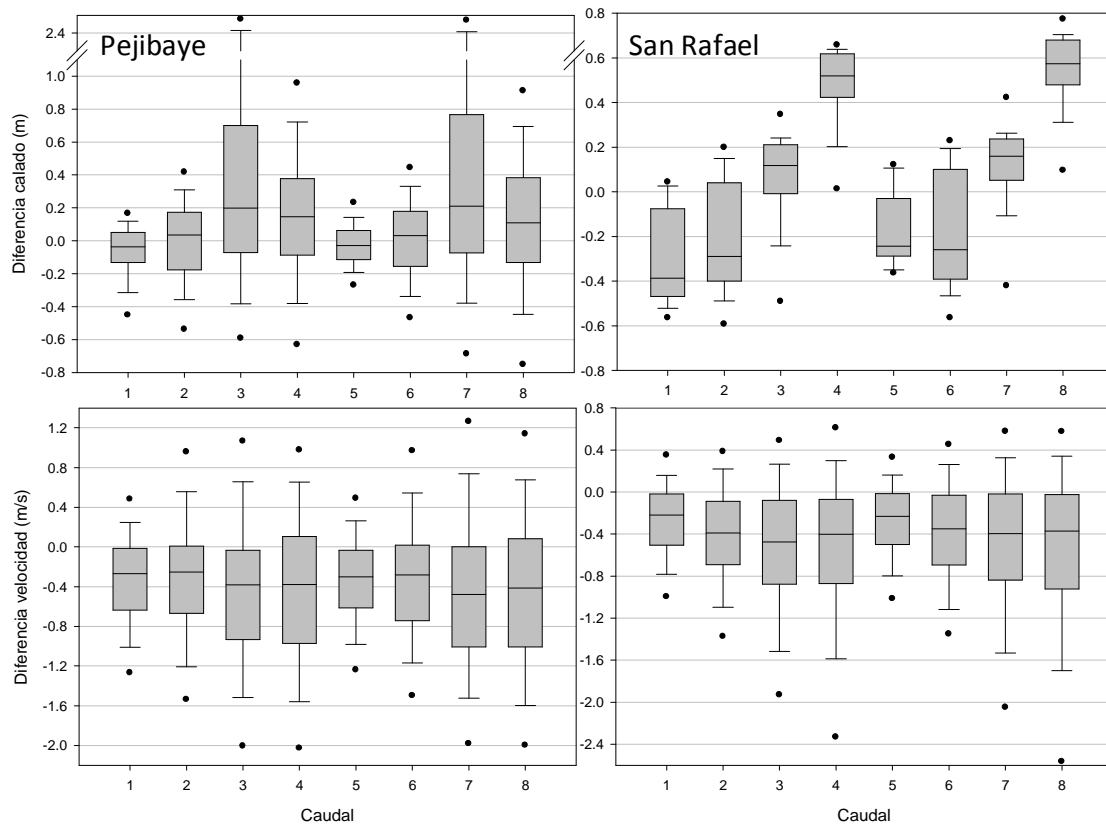


Figura 4-6 Diferencia de cotas de lámina de agua y velocidades para los tramos de Pejibaye y San Rafael, entre la simulación con HEC-RAS e IBER (Malla mixta –caudales 1 a 4- y RTIN –caudales 5 a 8) en régimen estacionario. Las cajas representan el rango entre el primer y tercer cuartil, en el que se enmarca la mediana; los bigotes marcan los percentiles 10 y 90; los puntos señalan los percentiles 5 y 95. Se representan los diferentes caudales simulados: Caudales para Pejibaye: 1 y 5: $75 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 2 y 6: $250 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 3 y 7: $750 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 4 y 8: $1250 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Caudales para San Rafael: 1 y 5: $60 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 2 y 6: $200 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 3 y 7: $600 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 4 y 8: $1000 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$.

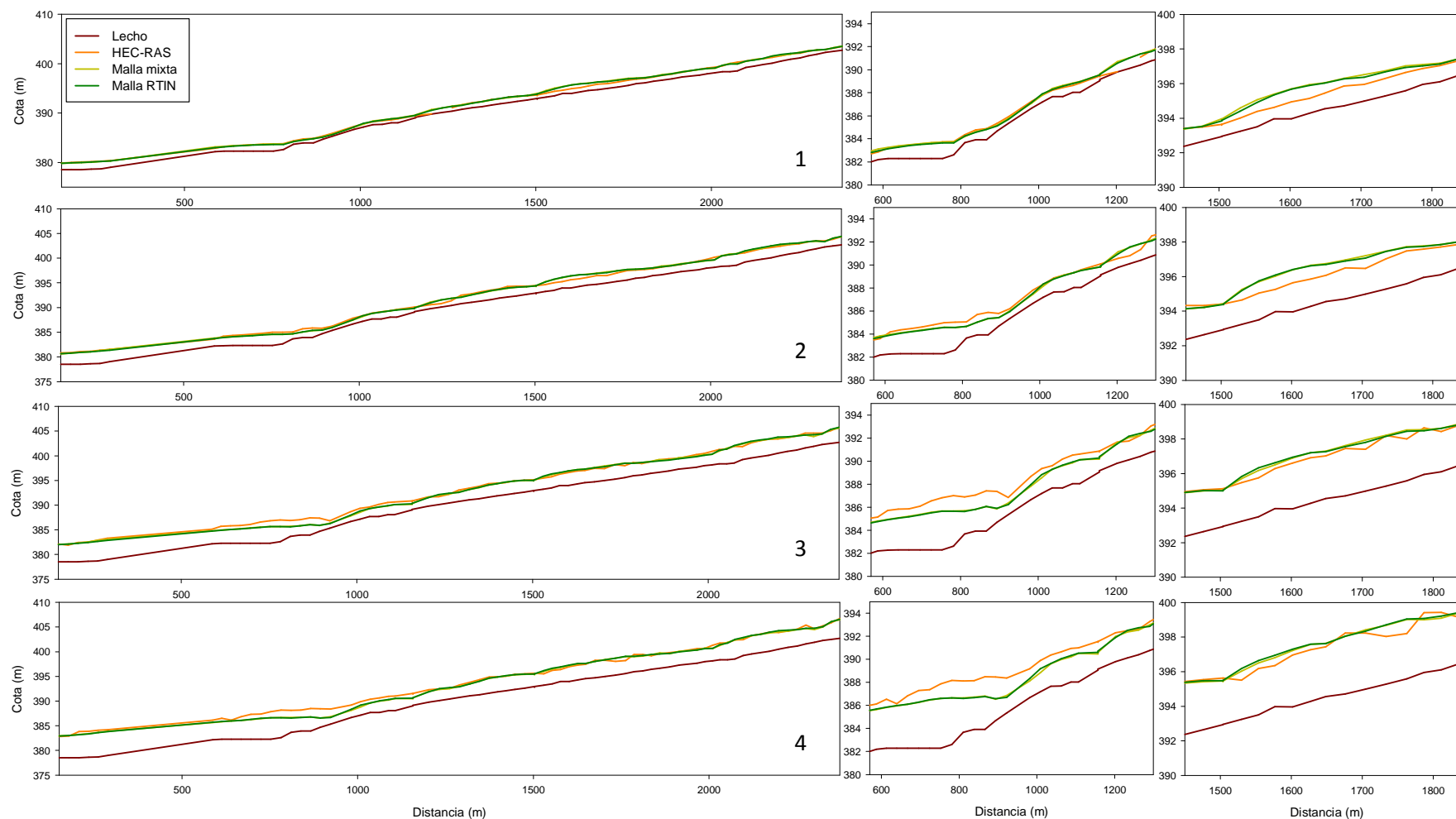


Figura 4-7 Perfiles longitudinales (izqda.) y detalle (dcha.), para el tramo bajo del río Pejibaye, representando el lecho (Z) y cota de lámina de agua resultante de la simulación con HEC-RAS, IBER-malla mixta e IBER-RTIN. Los subíndices hacen referencia al calado circulante en régimen estacionario: 1: $75 \text{ m}^3/\text{s}$; 2: $250 \text{ m}^3/\text{s}$; 3: $750 \text{ m}^3/\text{s}$; 4: $1250 \text{ m}^3/\text{s}$.

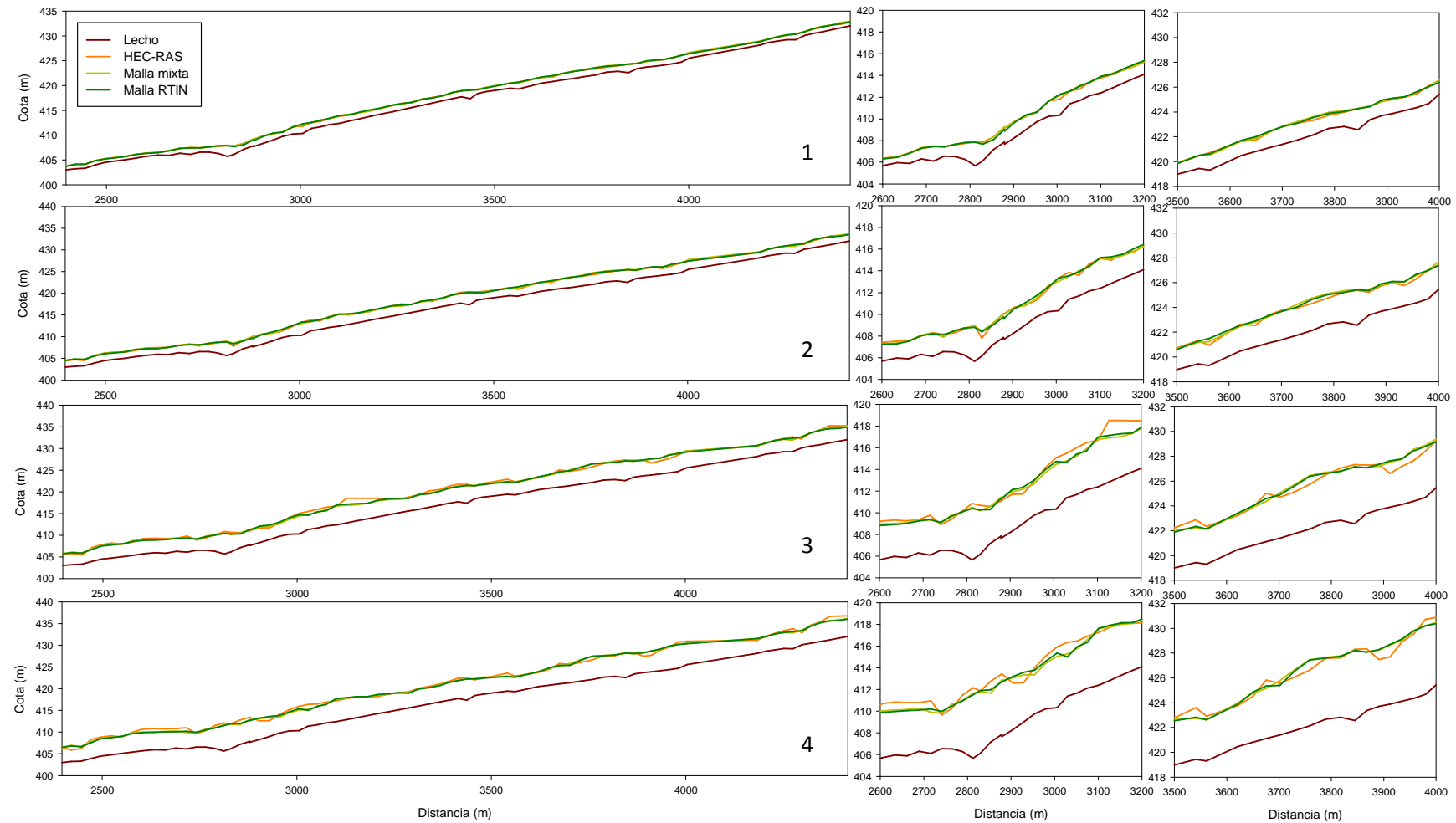


Figura 4-8 Perfiles longitudinales (izqda.) y detalle (dcha.), para el tramo alto del río Pejibaye, representando el lecho (Z) y cota de lámina de agua resultante de la simulación con HEC-RAS, IBER-malla mixta e IBER-RTIN. Los subíndices hacen referencia al calado circulante en régimen estacionario: 1: $75 \text{ m}^3/\text{s}$; 2: $250 \text{ m}^3/\text{s}$; 3: $750 \text{ m}^3/\text{s}$; 4: $1250 \text{ m}^3/\text{s}$.

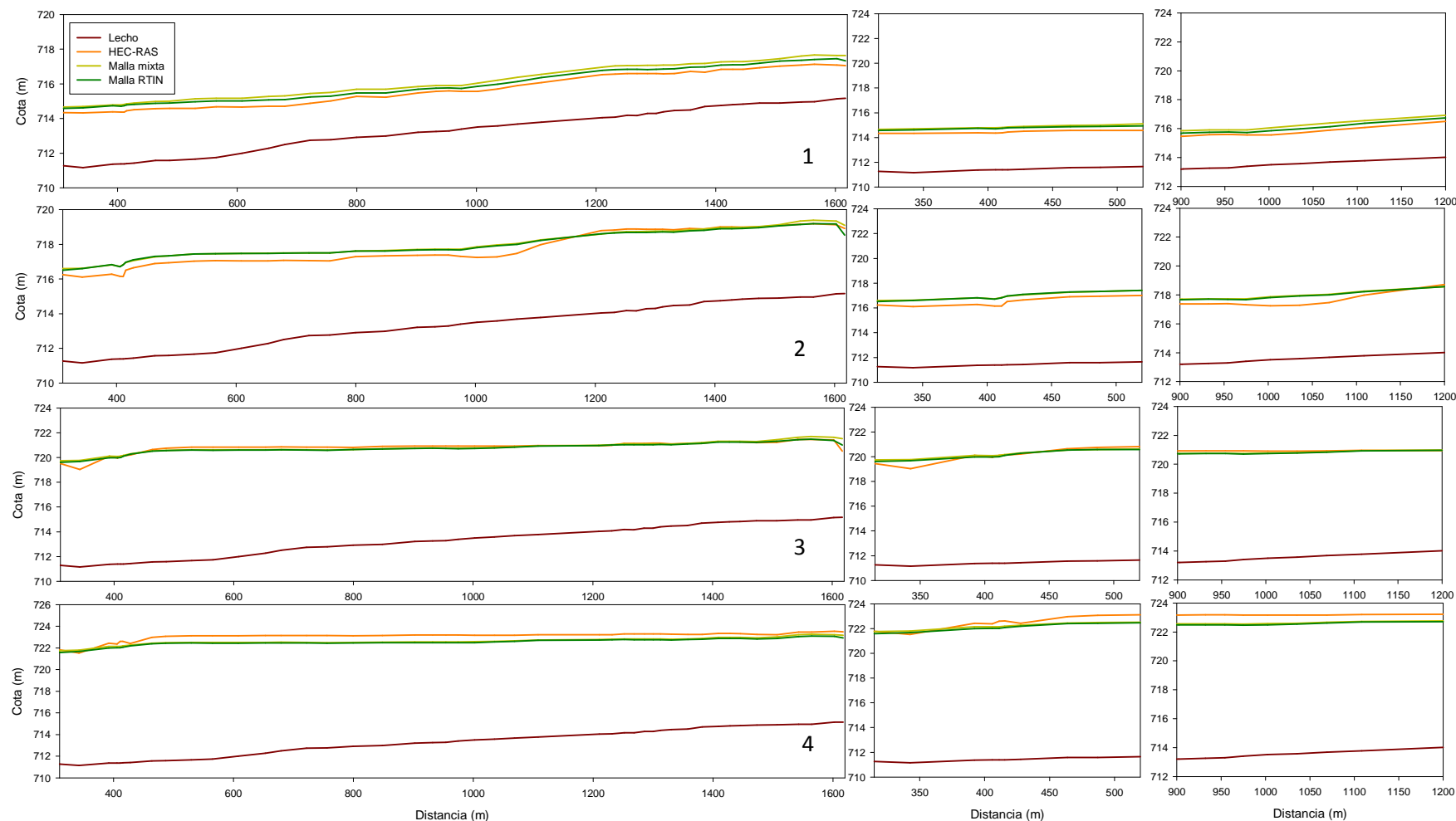


Figura 4-9 Perfiles longitudinales (izqda.) y detalle (dcha.), para el tramo del río Platanares, representando el lecho (Z) y cota de lámina de agua resultante de la simulación con HEC-RAS IBER-malla mixta e IBER-RTIN. Los subíndices hacen referencia al calado circulante en régimen estacionario: 1: $60 \text{ m}^3/\text{s}$; 2: $200 \text{ m}^3/\text{s}$; 3: $600 \text{ m}^3/\text{s}$; 4: $1000 \text{ m}^3/\text{s}$.

En las Figuras de 4-10 a 4-13 se muestran los mapas de resultados de cota de lámina de agua, para el caso de Pejibaye. En ellas aparece distinguida con la letra A los resultados correspondientes a la simulación 1D, con HEC-RAS, con la letra B los resultados obtenidos con la simulación 2D en IBER, con la malla RTIN, y finalmente la diferencia de láminas de agua con la letra C.

La Figura 4-10 muestra los resultados de la simulación de $75 \text{ m}^3/\text{s}$, el punto 1 marca una zona de bifurcación hacia el final del tramo, en la que la simulación con HEC-RAS desvía todo el caudal hacia un brazo secundario, el cual localmente tiene menor cota que el brazo principal. Las secciones 1232 y 1601 marcan secciones en las que los perfiles longitudinales del curso principal presentan discrepancias, aunque estas son leves, entre la simulación 1D y 2D (Figura 4-7). Como se comprueba en el mapa de la Figura 4-10, se trata de zonas en las que el curso presenta islas y el flujo se ve obligado a dividirse, con lo que HEC-RAS no puede calcular, en principio, las dos cotas diferentes de ambos brazos. Los puntos numerados marcan la situación de puentes (2 y 3) y de confluencias (2 y 4), donde también se presentan diferencias más marcadas.

Los resultados recogidos en la Figura 4-11, en la que se han simulado $250 \text{ m}^3/\text{s}$, se presentan el mismo tipo de discrepancias entre ambos modelos hidráulicos, presumiblemente debido a los mismos motivos. Cabe decir que es un resultado lógico, ya que las zonas referidas, en las que se dan bifurcaciones o confluencias, no son situaciones fáciles de manejar bajo el esquema de cálculo de un modelo en una dimensión, debiéndose establecer en tal caso el reparto de caudales entre cada una de las ramas por algún medio y establecer además secciones independientes. Asimismo, en las áreas en las que se produce un fuerte estrechamiento, como es el caso de un puente, las hipótesis de partida del cálculo en 1D no se cumplen necesariamente.

En las Figuras 4-12 y 4-13 se muestran las cotas de lámina de agua para 750 y $1250 \text{ m}^3/\text{s}$ respectivamente. En estos casos se producen abundantes desbordamientos, que a su vez presentan diferencias apreciables, cuando se comparan ambos modelos hidráulicos. Por ejemplo, en la Figura 4-12, en las zonas 2 y 4, HEC-RAS da superficies de inundación mayores. Este efecto se repite en la

Figura 4-13, en el caso de la zona 2 y la sección 1733. También existen diferencias marcadas en otras zonas de expansión del flujo, como son las secciones 3052 y 3540 (Figura 4-13 C).

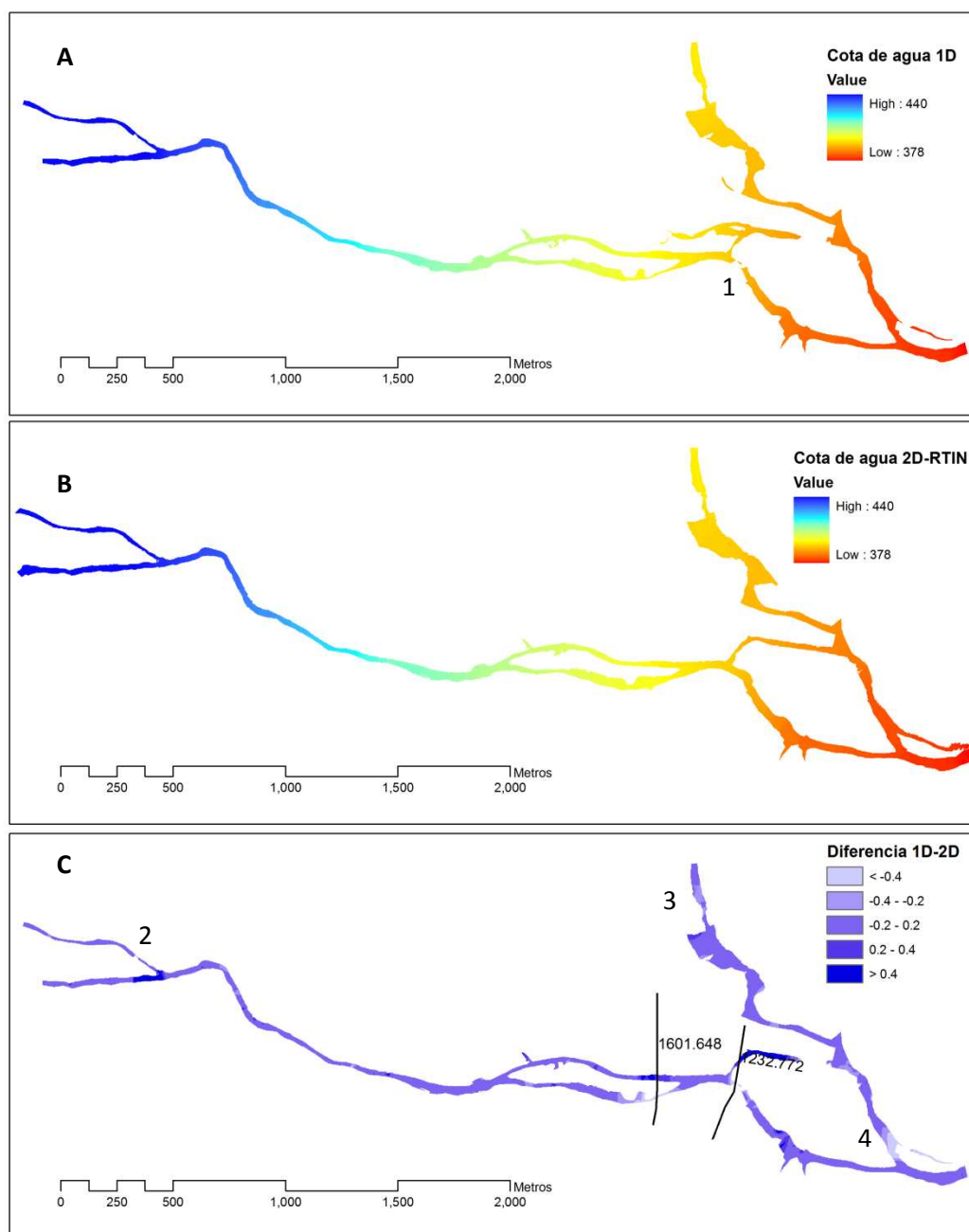


Figura 4-10 Cota de la lámina de agua resultante de la simulación de $75 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tramo de Pejibaye, con HEC-RAS (A); con IBER, usando la malla RTIN (B); y la diferencia de ambos valores de cota (C). Los números y las secciones marcan posiciones en las que las diferencias son más marcadas. Todas las unidades están en metros.

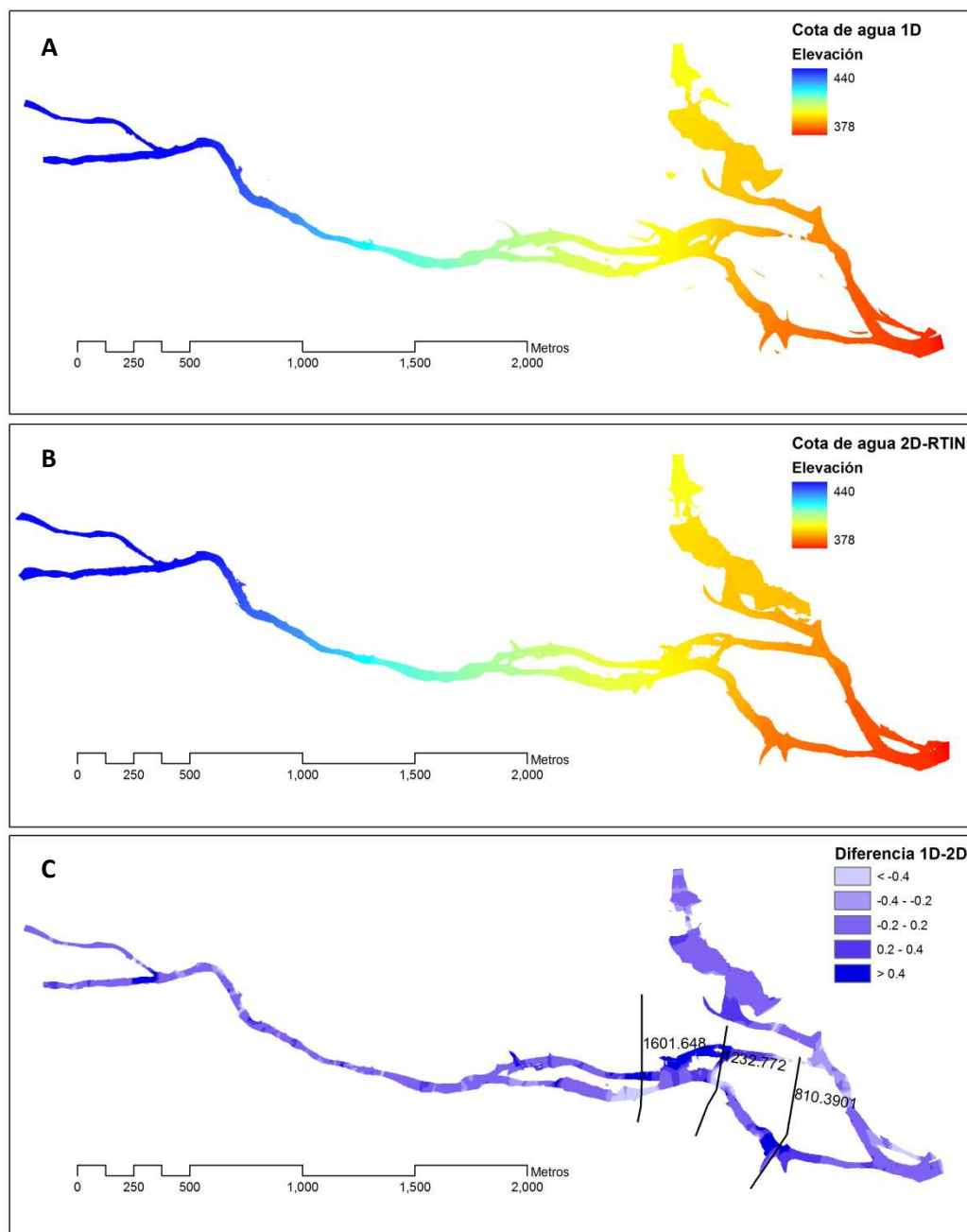


Figura 4-11 Cota de la lámina de agua resultante de la simulación de $250 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tramo de Pejibaye, con HEC-RAS (A); con IBER, usando la malla RTIN (B); y la diferencia de ambos valores de cota (C). Los números y las secciones marcan posiciones en las que las diferencias son más marcadas. Todas las unidades están en metros.

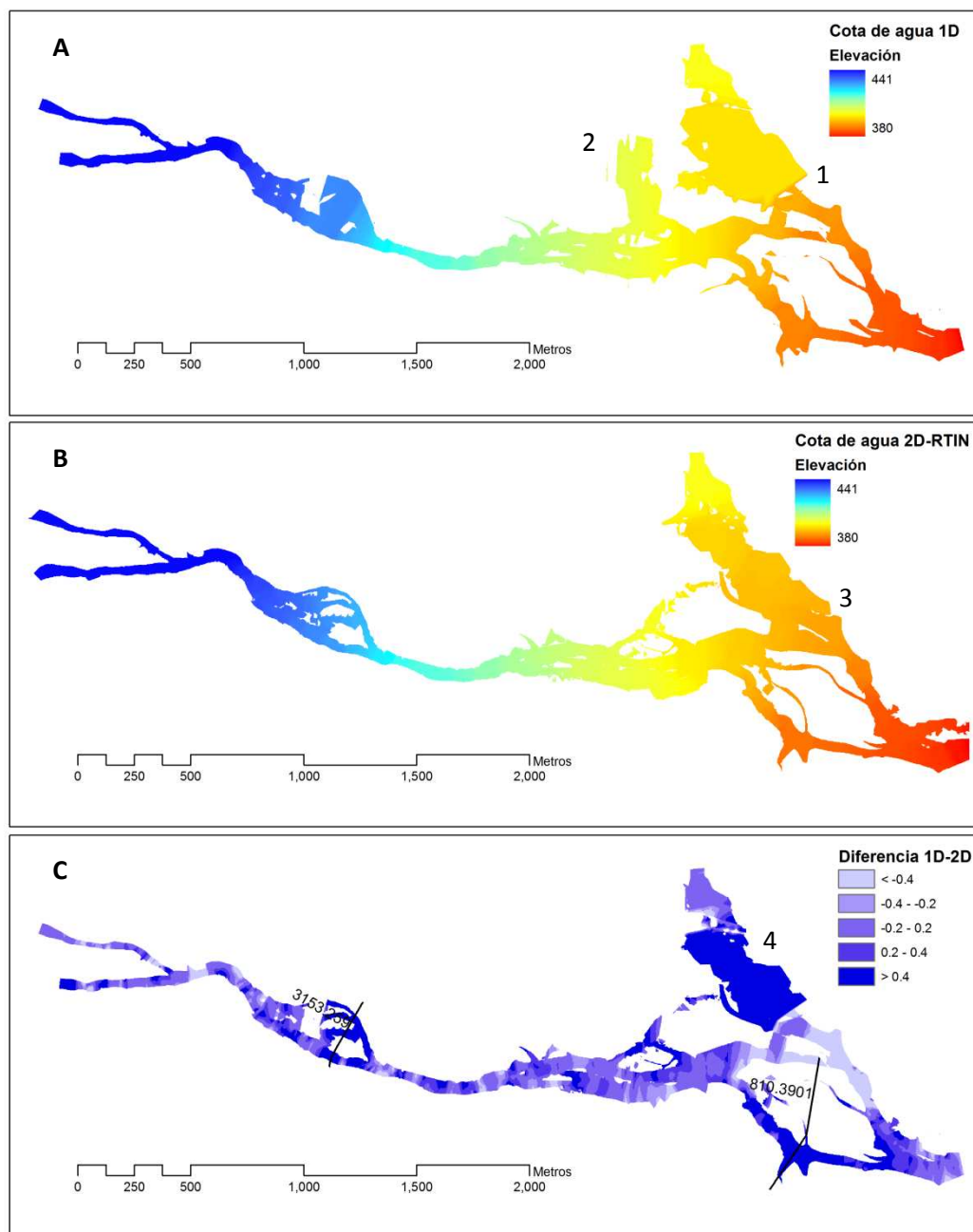


Figura 4-12 Cota de la lámina de agua resultante de la simulación de $750 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tramo de Pejibaye, con HEC-RAS (A); con IBER, usando la malla RTIN (B); y la diferencia de ambos valores de cota (C). Los números y las secciones marcan posiciones en las que las diferencias son más marcadas. Todas las unidades están en metros.

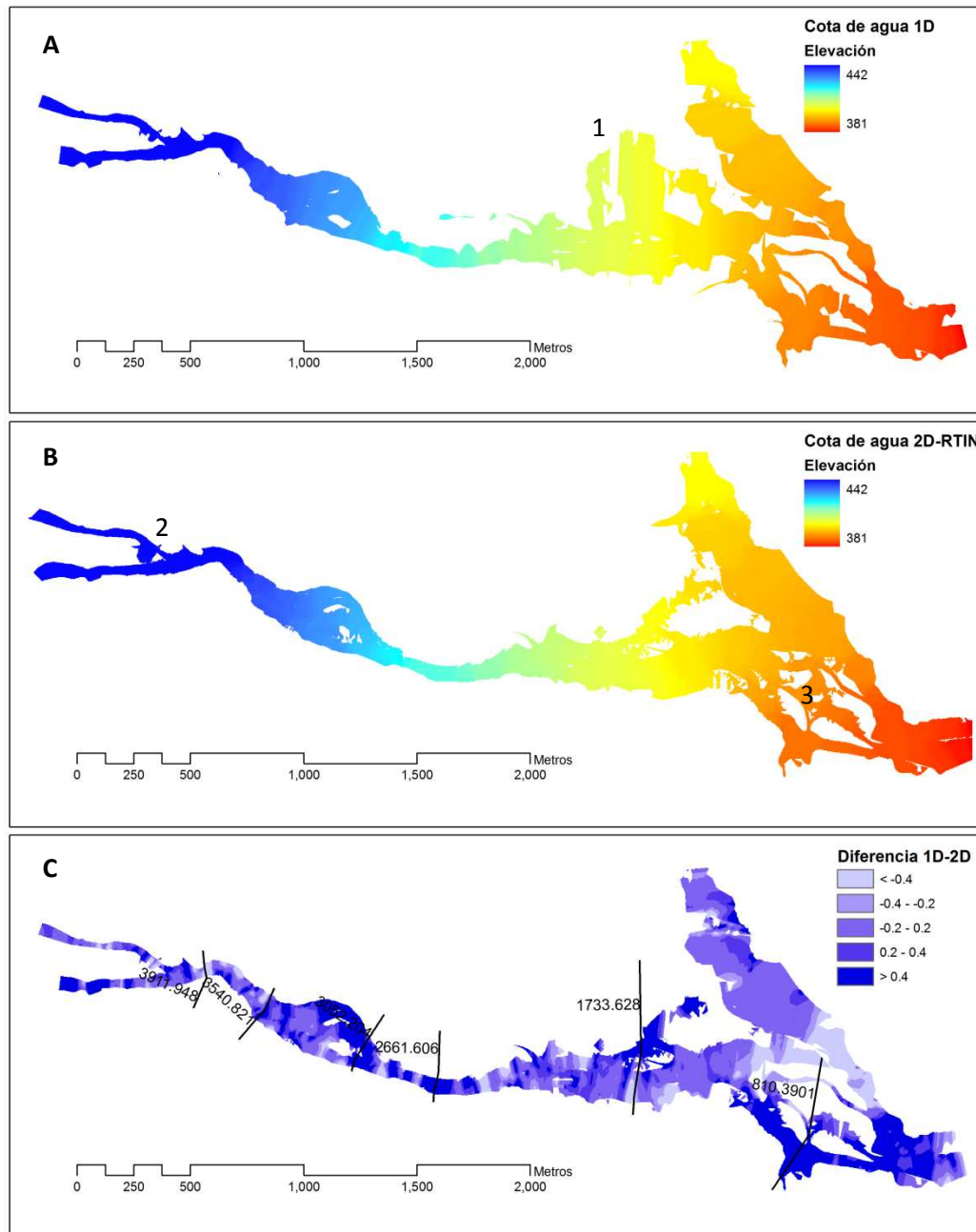


Figura 4-13 Cota de la lámina de agua resultante de la simulación de $1250 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tramo de Pejibaye, con HEC-RAS (A); con IBER, usando la malla RTIN (B); y la diferencia de ambos valores de cota (C). Los números y las secciones marcan posiciones en las que las diferencias son más marcadas. Todas las unidades están en metros.

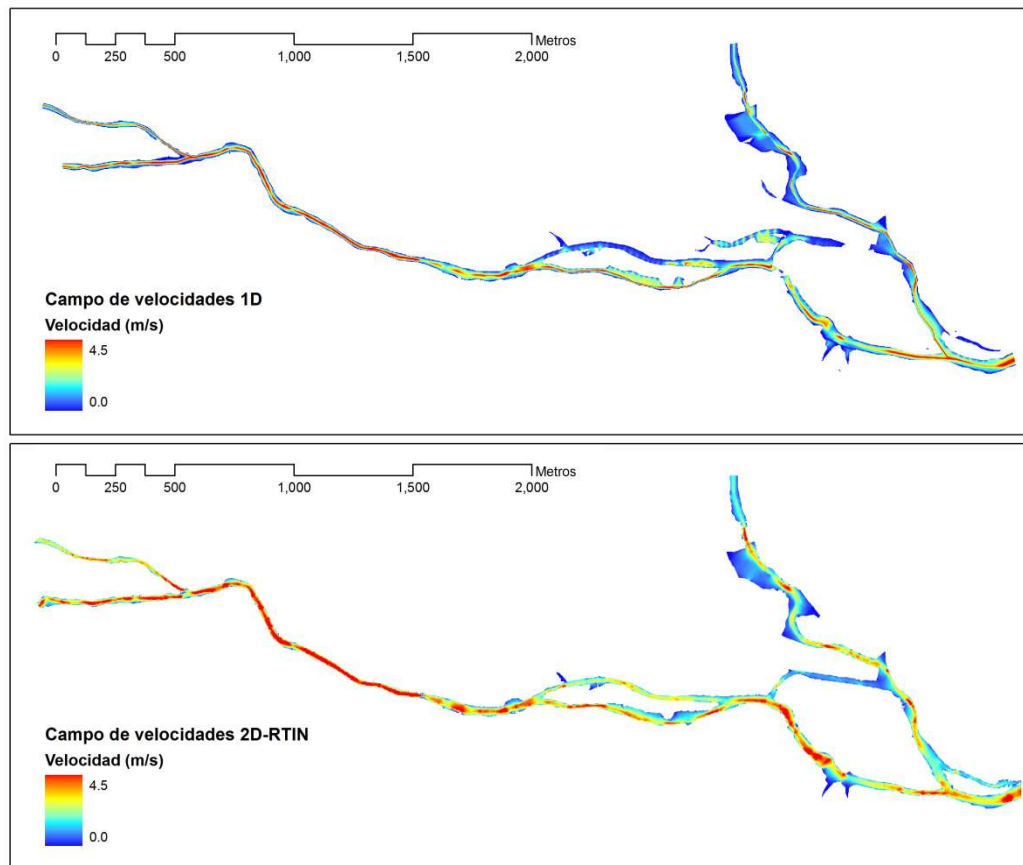


Figura 4-14 Campo de velocidades resultante de la simulación de $75 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tramo de Pejibaye, con HEC-RAS (arriba); y con IBER, usando la malla RTIN (abajo). Los números marcan áreas en las que las diferencias son más marcadas.

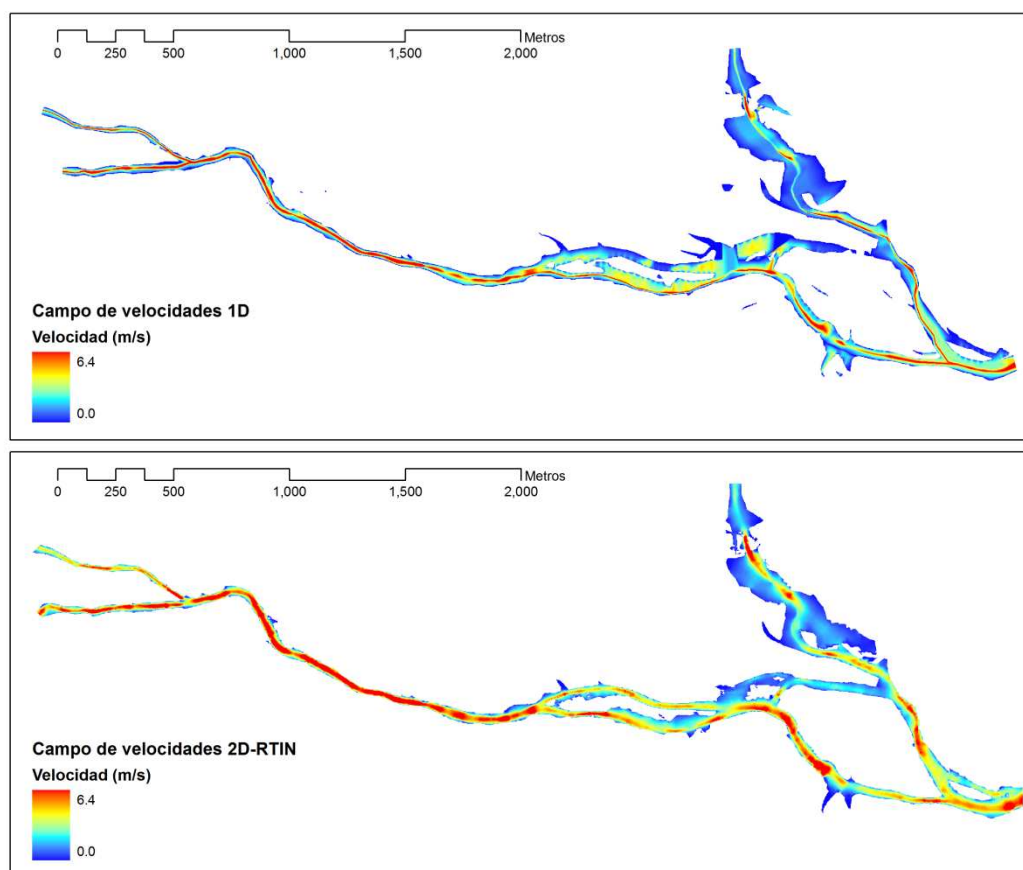


Figura 4-15 Campo de velocidades resultante de la simulación de $250 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tramo de Pejibaye, con HEC-RAS (arriba); y con IBER, usando la malla RTIN (abajo). Los números marcan áreas en las que las diferencias son más marcadas.

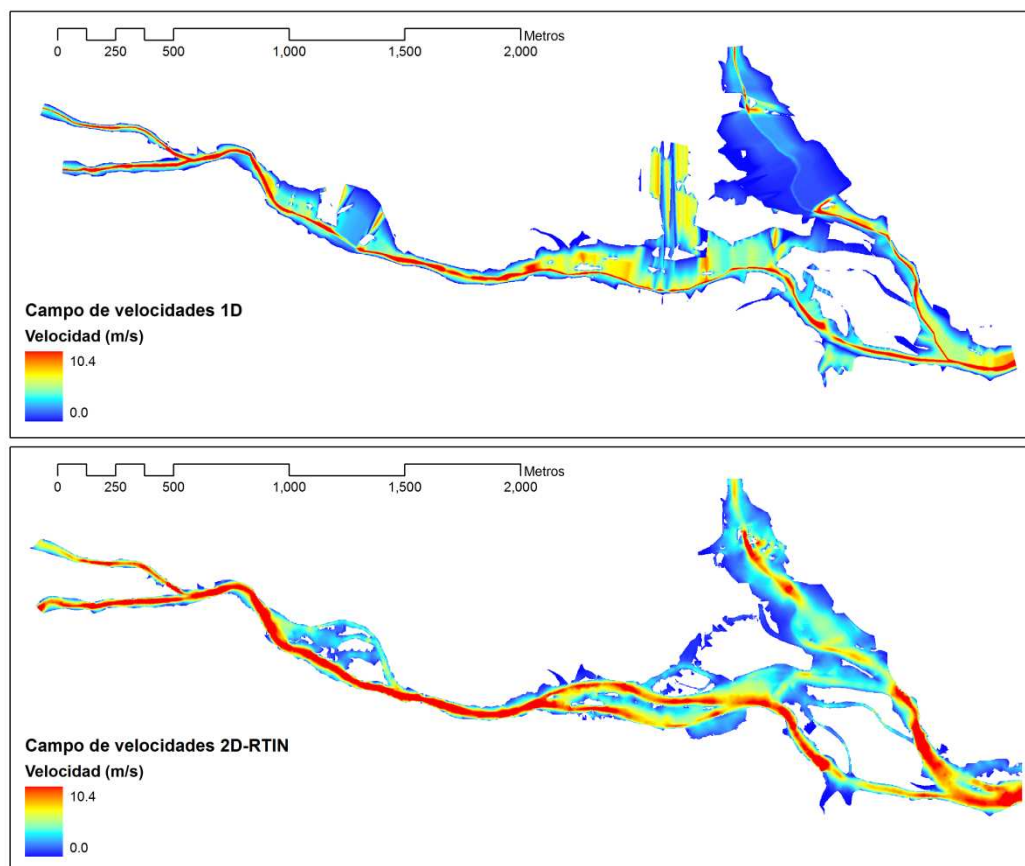


Figura 4-16 Campo de velocidades resultante de la simulación de $750 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tramo de Pejibaye, con HEC-RAS (arriba); y con IBER, usando la malla RTIN (abajo). Los números marcan áreas en las que las diferencias son más marcadas.

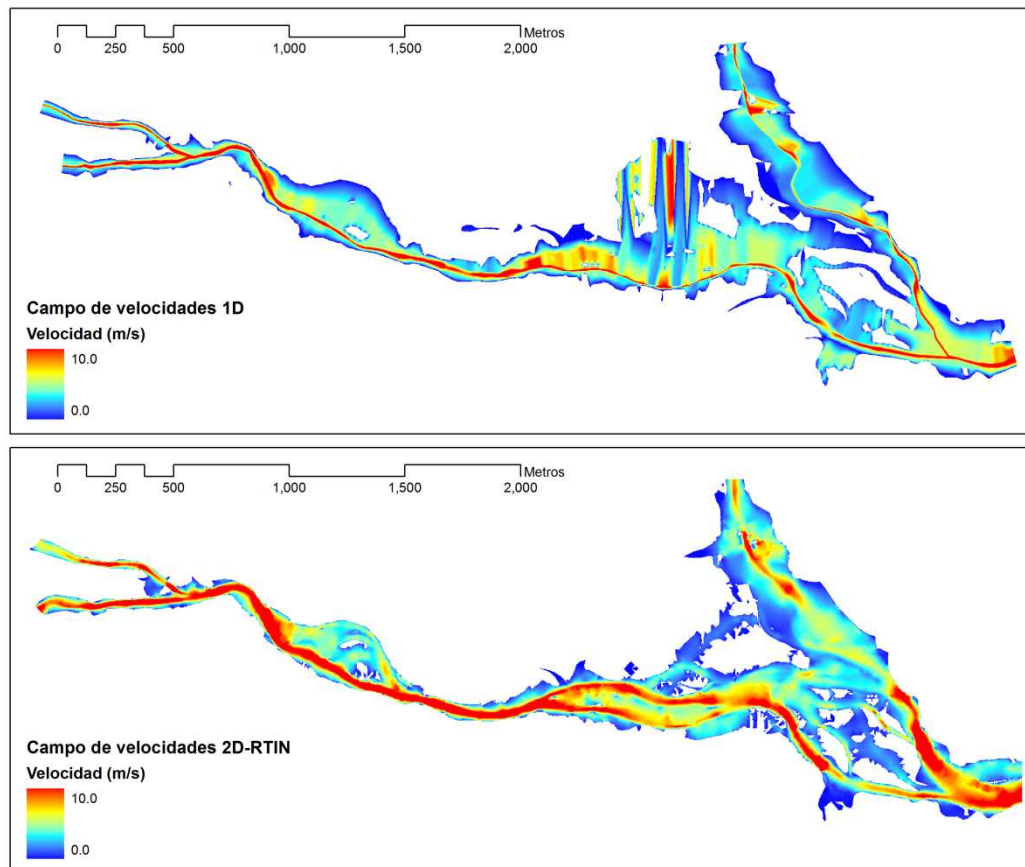


Figura 4-17 Campo de velocidades resultante de la simulación de $1250 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tramo de Pejibaye, con HEC-RAS (arriba); y con IBER, usando la malla RTIN (abajo). Los números marcan áreas en las que las diferencias son más marcadas.

En las Figuras de 4-14 a 4-17, se muestran los campos de velocidad para los diferentes calados simulados en el tramo de Pejibaye. En general se puede observar que las velocidades resultantes de la aplicación de HEC-RAS son en promedio inferiores a las obtenidas con IBER, siendo además las zonas con velocidades altas (gama de rojos) más amplias en IBER que en HEC-RAS. De forma particular destacan los resultados de las Figuras 4-16 y 4-17, en los que la simulación 1D da distribuciones de velocidades un tanto forzadas. Se debe tener en cuenta a este respecto que HEC-RAS utiliza como base únicamente los valores medios de velocidad estimados en cauce y orillas, a partir de los cuales estima la distribución transversal de la velocidad.

En las Figuras de 4-18 a 4-21 se muestran los mapas de resultados de cota de lámina de agua, para el caso de San Rafael. En ellas aparece distinguida con la letra A los resultados correspondientes a la simulación 1D, con HEC-RAS, con la letra B los resultados obtenidos con la simulación 2D en IBER, con la malla RTIN, y finalmente la diferencia de láminas de agua con la letra C.

En los casos en los que los caudales circulantes son moderados (Figuras 4-18 y 4-19) los resultados de ambos modelos hidráulicos se aprecian diferencias también moderadas. No obstante en el caso de la Figura 4-19 ($200 \text{ m}^3/\text{s}$), a partir del punto 1 la lámina de agua resultante de la simulación 1D queda sensiblemente por debajo de la simulación 2D.

En el caso de los $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ (Figura 4-21) las diferencias son aún mayores, condicionadas por la situación del puente (marcado con el número 1). En este caso es la lámina de agua resultante del HEC-RAS es la que queda por encima de la simulación 2D para todo el dominio de inundación.

En las Figuras de 4-22 a 4-25, se muestran los campos de velocidad para los diferentes calados simulados en el tramo de San Rafael. Al igual que en el caso de Pejibaye las velocidades resultantes de HEC-RAS son en promedio inferiores a las de IBER. Sin embargo, referente a la distribución del campo de velocidades HEC-RAS da valores de velocidad más altos en una estrecha franja que coincide con la zona central del cauce, excluyendo el caso con menor caudal ($60 \text{ m}^3/\text{s}$; Figura 4-

22) en el que las velocidades presentan una distribución similar en ambas simulaciones.

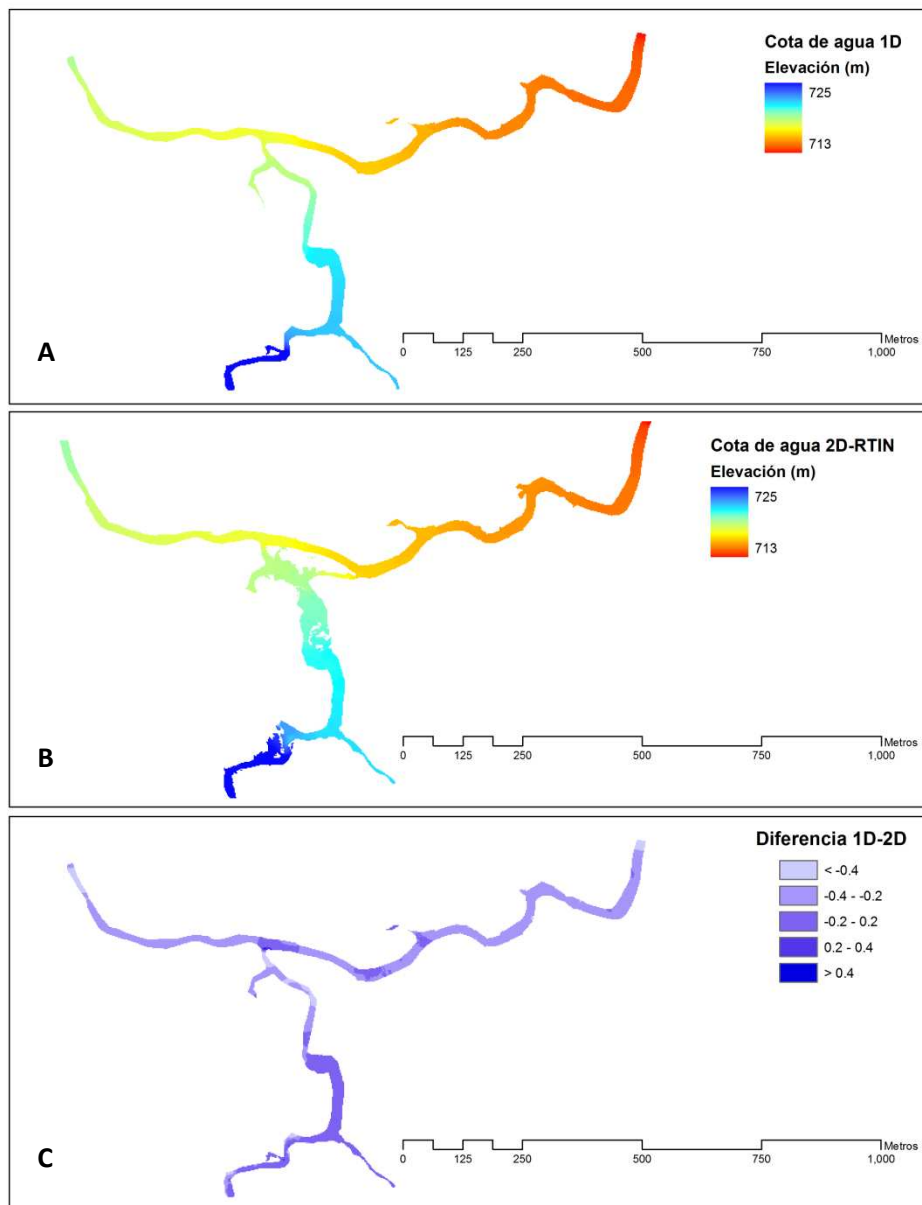


Figura 4-18 Cota de la lámina de agua resultante de la simulación de $60 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tramo de San Rafael, con HEC-RAS (A); con IBER, usando la malla RTIN (B); y la diferencia de ambos valores de cota (C). Los números y las secciones marcan posiciones en las que las diferencias son más marcadas. Todas las unidades están en metros.

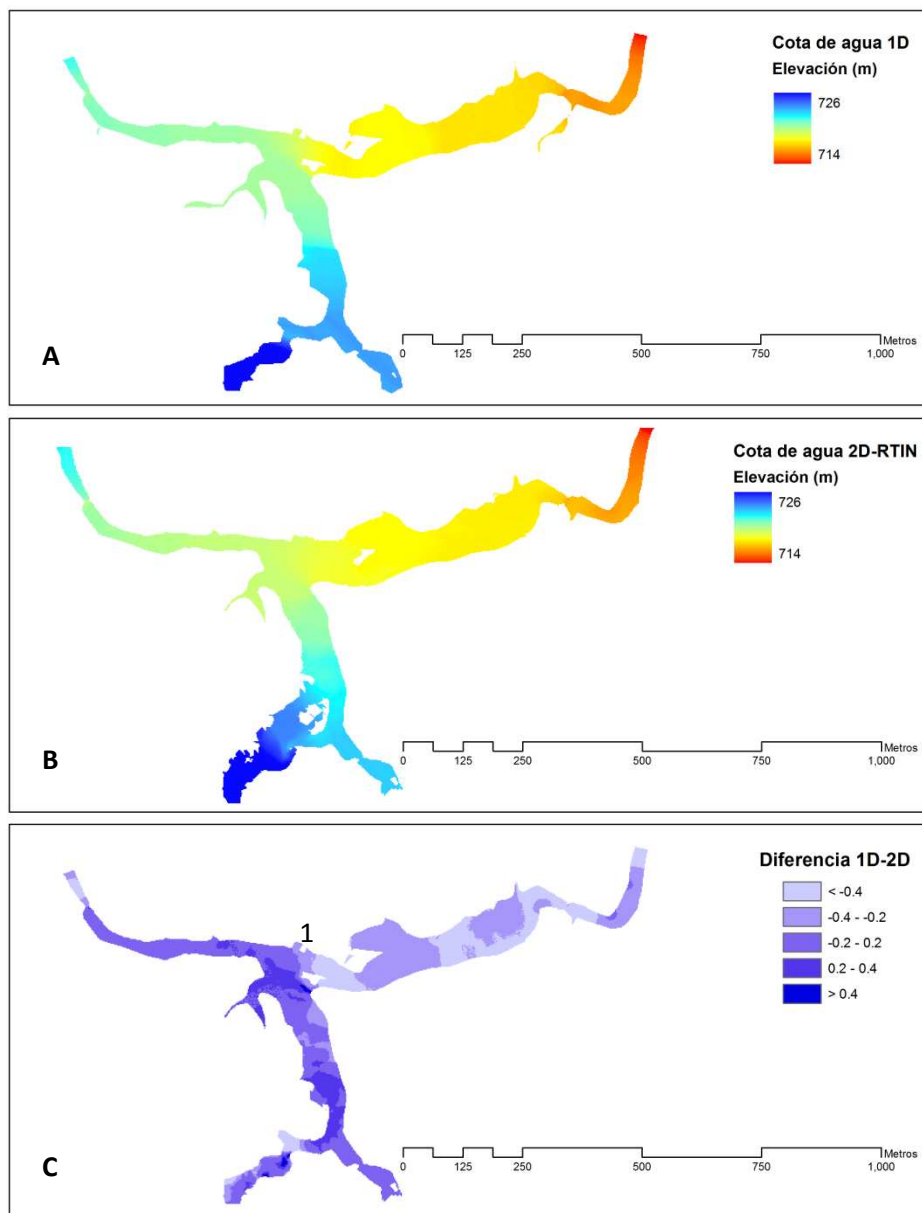


Figura 4-19 Cota de la lámina de agua resultante de la simulación de $200 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tramo de San Rafael, con HEC-RAS (A); con IBER, usando la malla RTIN (B); y la diferencia de ambos valores de cota (C). Los números y las secciones marcan posiciones en las que las diferencias son más marcadas. Todas las unidades están en metros.

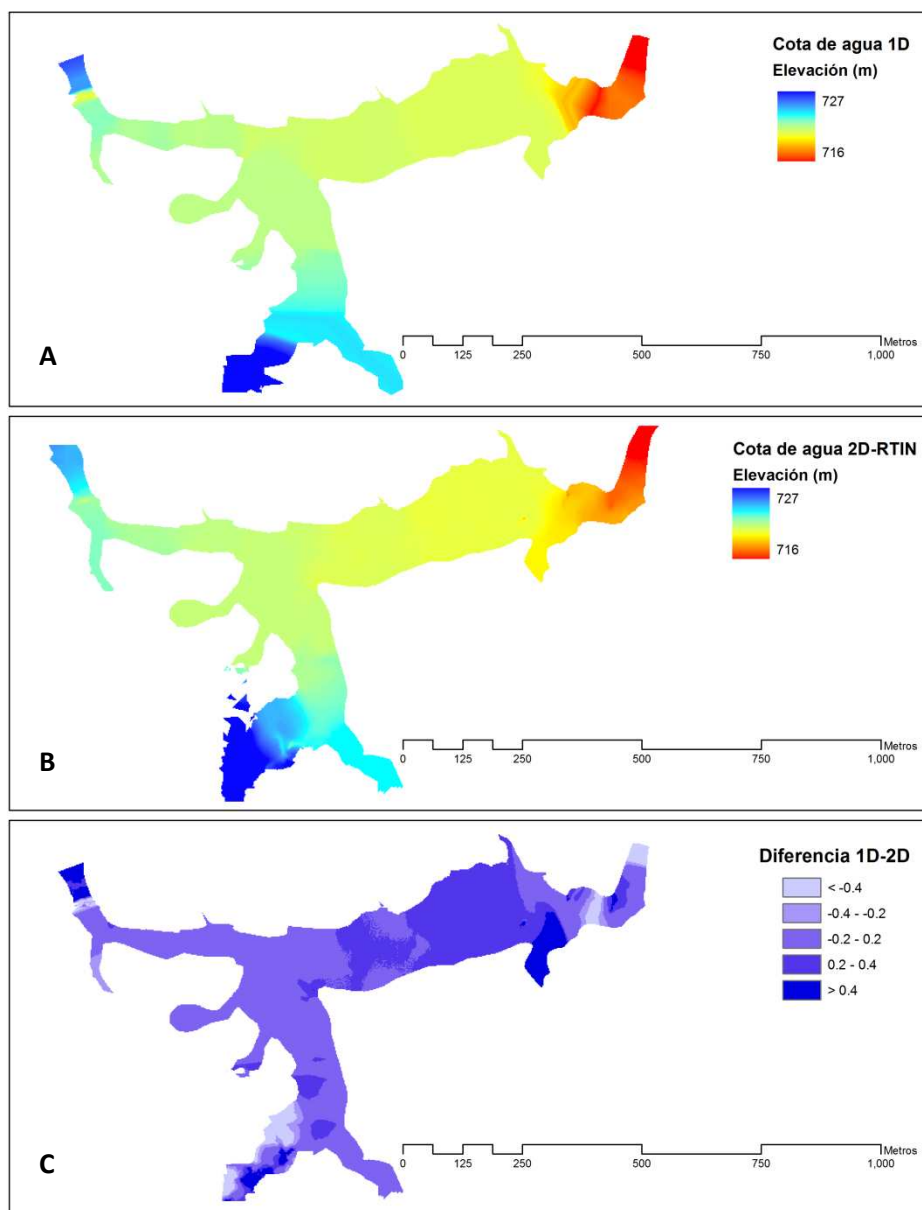


Figura 4-20 Cota de la lámina de agua resultante de la simulación de $600 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tramo de San Rafael, con HEC-RAS (A); con IBER, usando la malla RTIN (B); y la diferencia de ambos valores de cota (C). Los números y las secciones marcan posiciones en las que las diferencias son más marcadas. Todas las unidades están en metros.

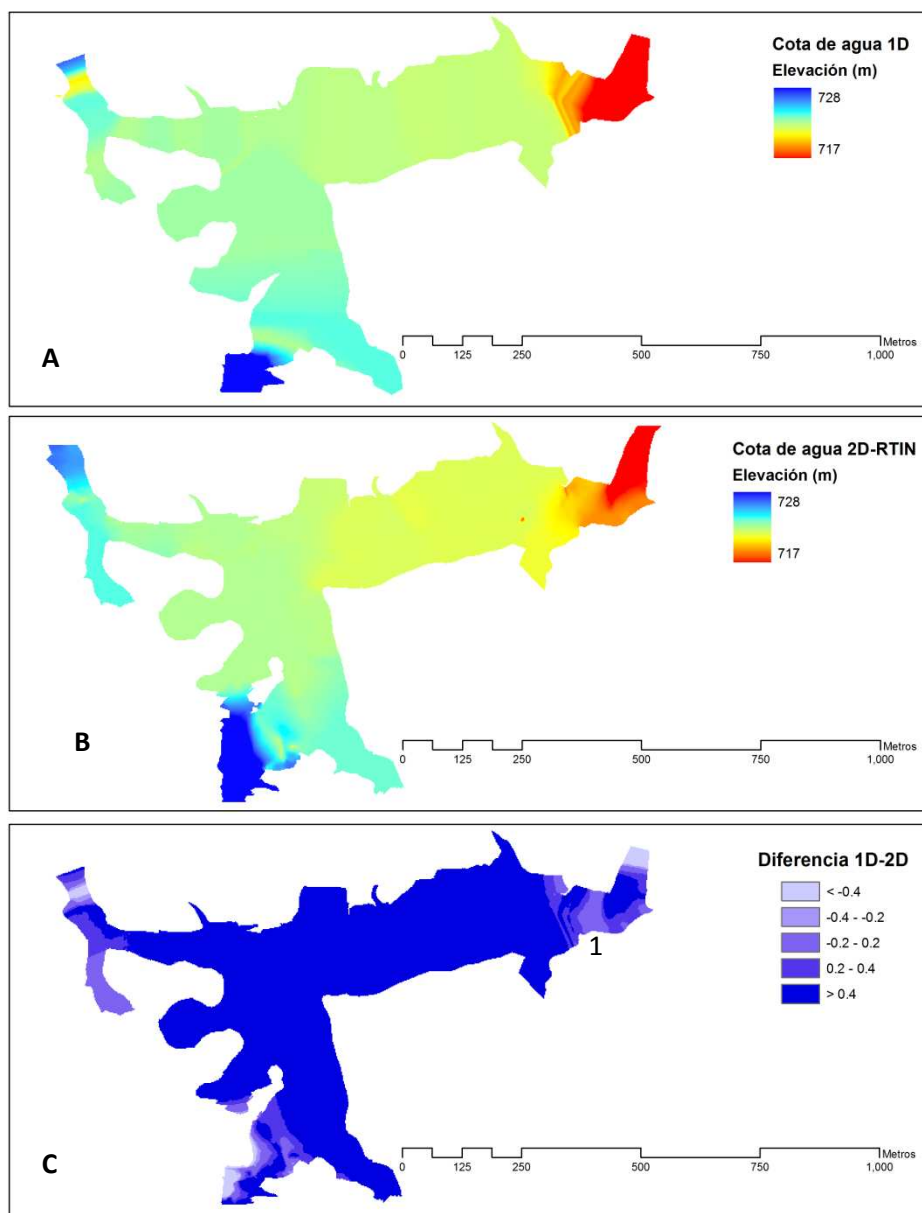


Figura 4-21 Cota de la lámina de agua resultante de la simulación de $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tramo de San Rafael, con HEC-RAS (A); con IBER, usando la malla RTIN (B); y la diferencia de ambos valores de cota (C). Los números y las secciones marcan posiciones en las que las diferencias son más marcadas. Todas las unidades están en metros.

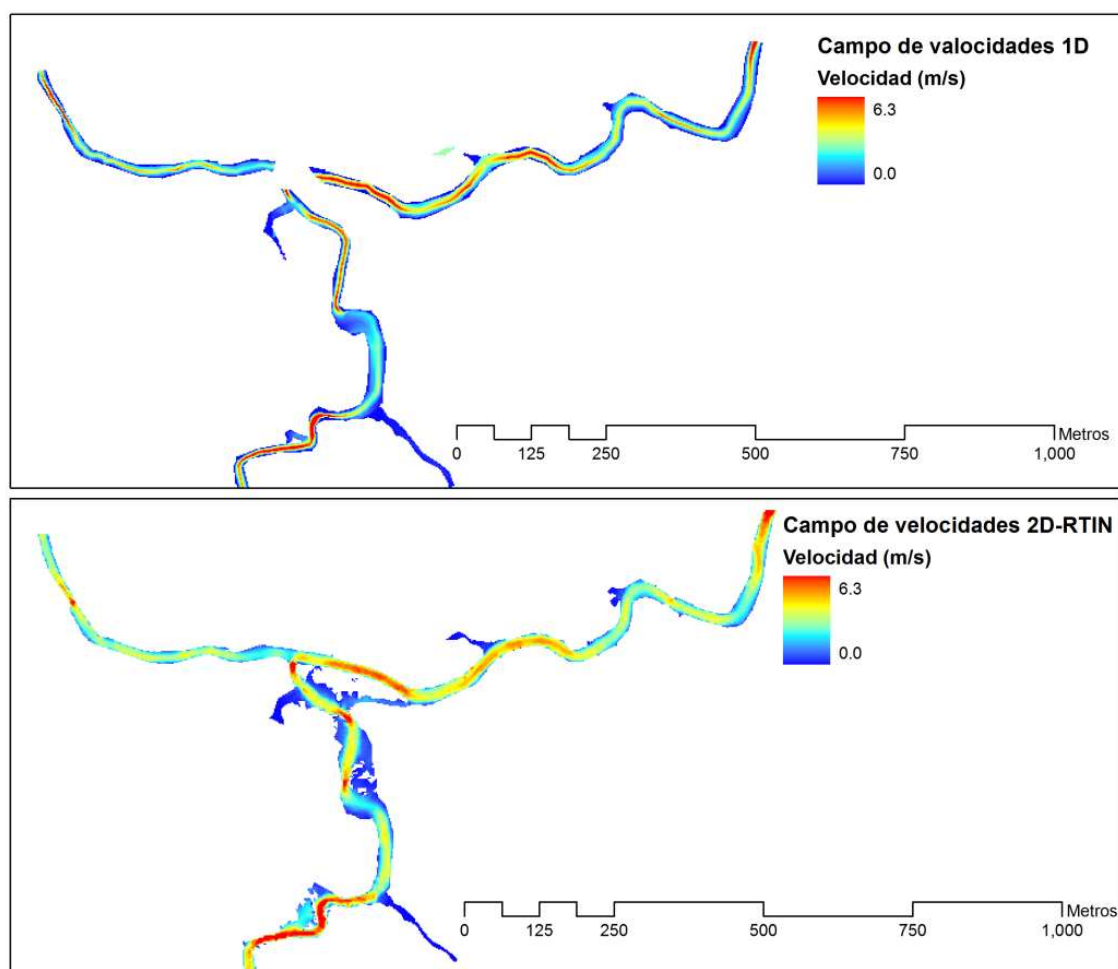


Figura 4-22 Campo de velocidades resultante de la simulación de $60 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tramo de San Rafael, con HEC-RAS (arriba); y con IBER, usando la malla RTIN (abajo). Los números marcan áreas en las que las diferencias son más marcadas.

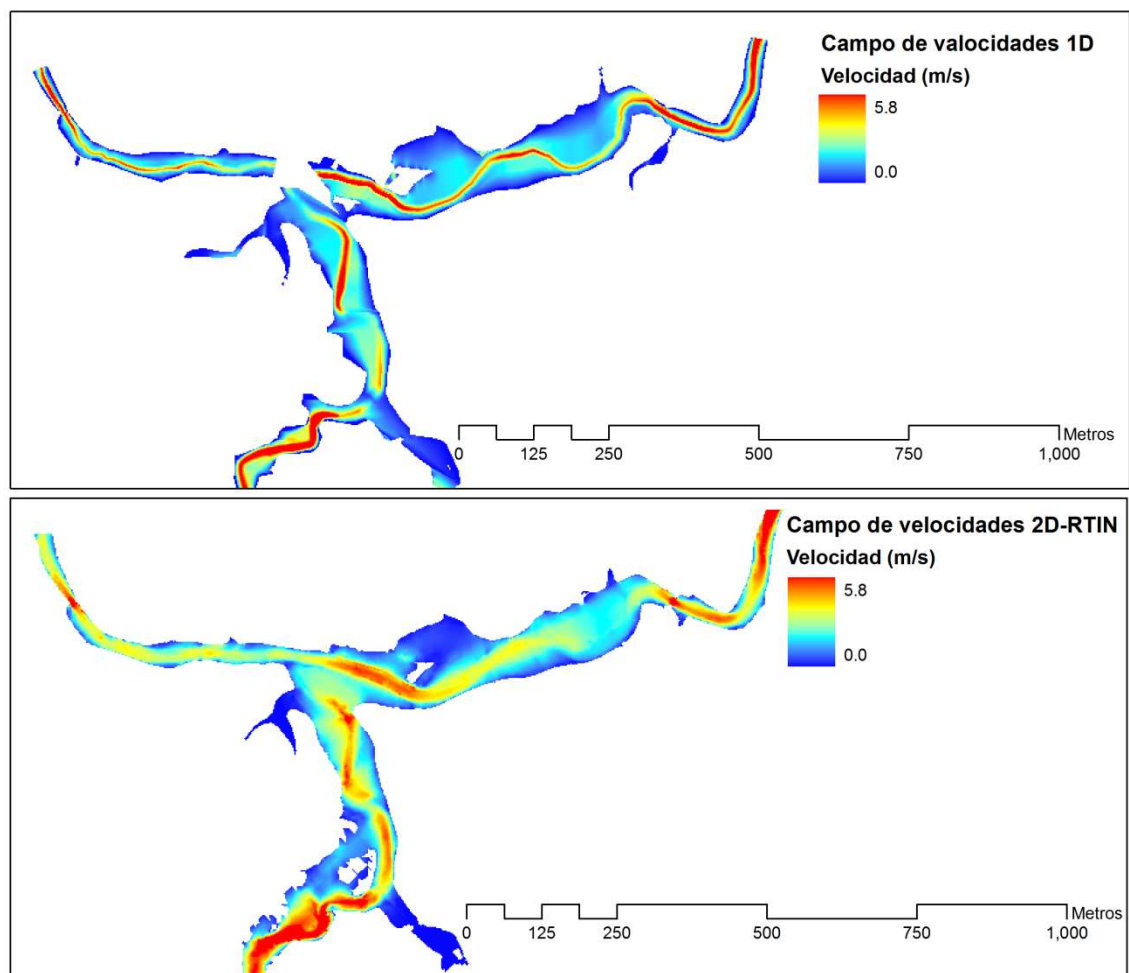


Figura 4-23 Campo de velocidades resultante de la simulación de $200 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tramo de San Rafael, con HEC-RAS (arriba); y con IBER, usando la malla RTIN (abajo). Los números marcan áreas en las que las diferencias son más marcadas.

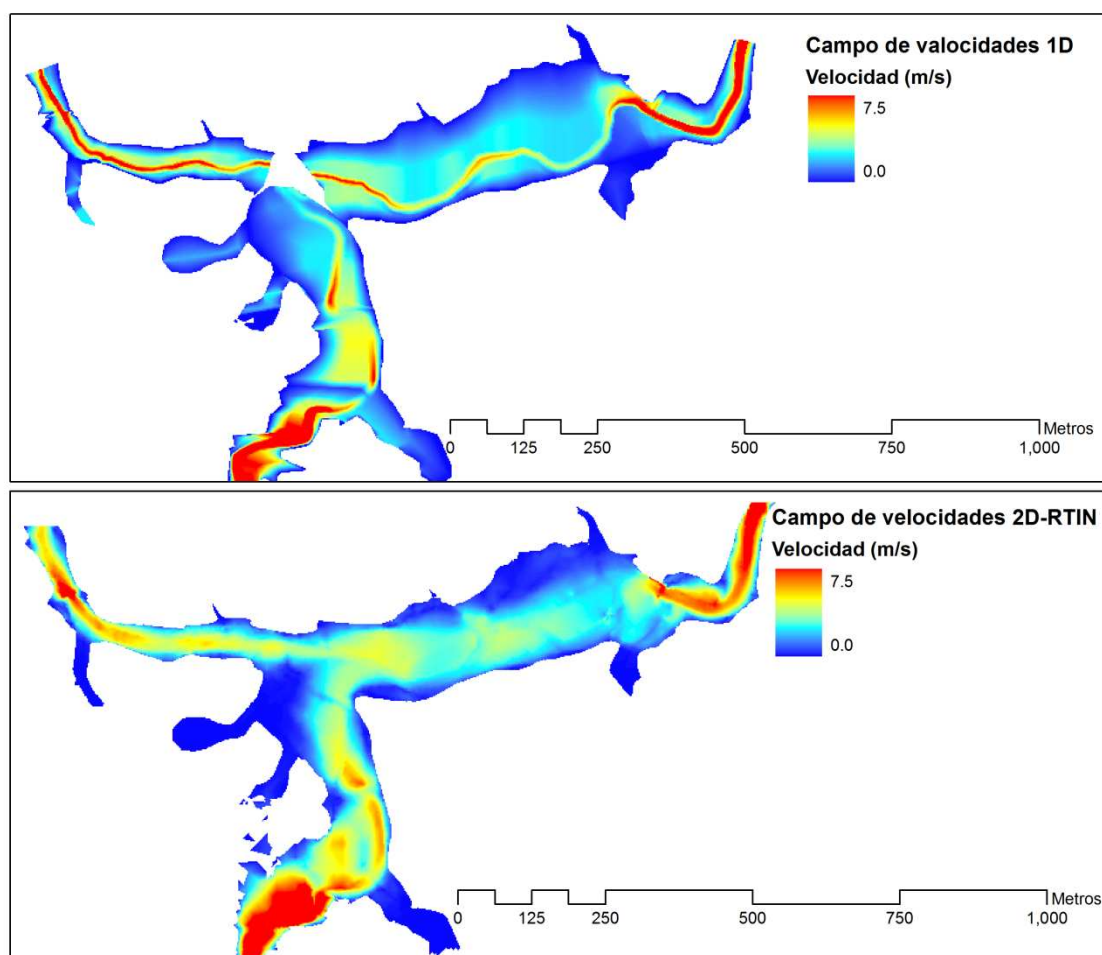


Figura 4-24 Campo de velocidades resultante de la simulación de $600 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tramo de San Rafael, con HEC-RAS (arriba); y con IBER, usando la malla RTIN (abajo). Los números marcan áreas en las que las diferencias son más marcadas.

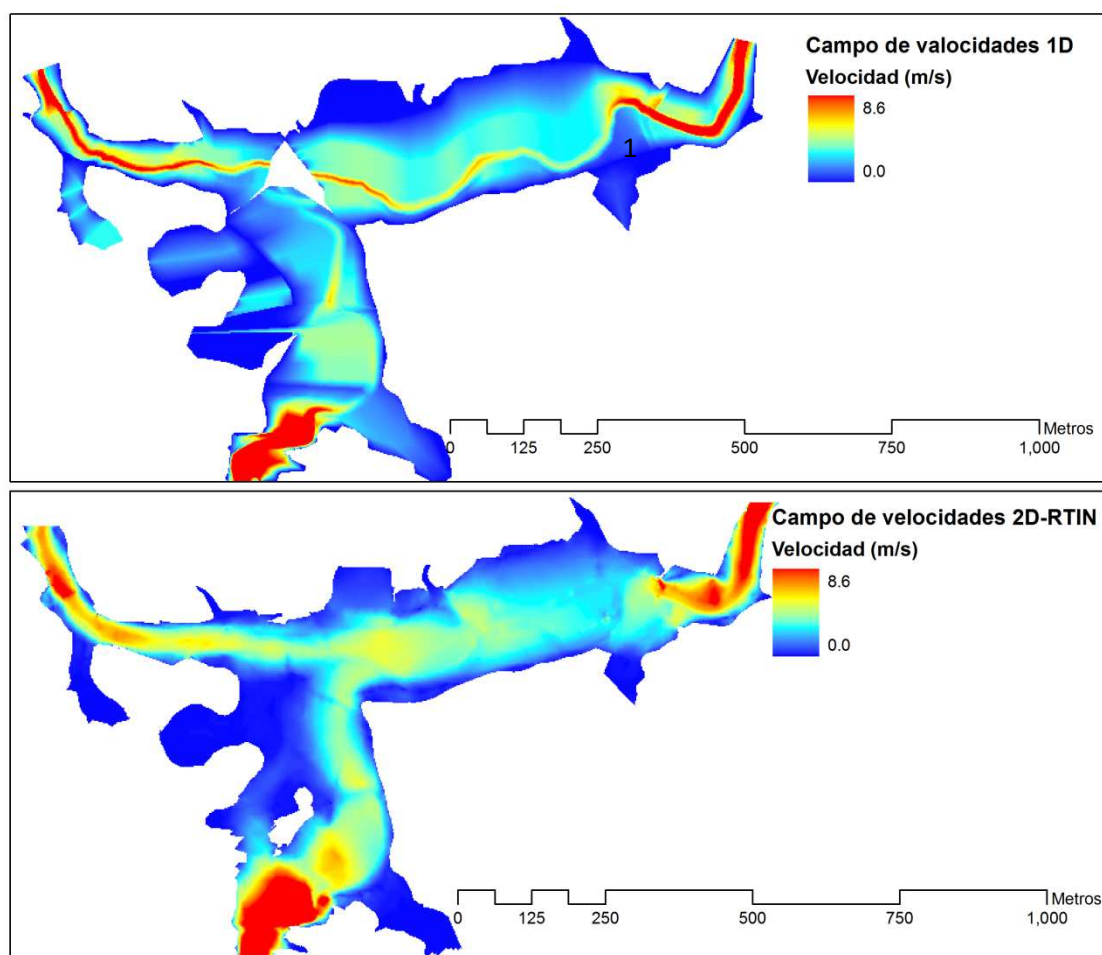


Figura 4-25 Campo de velocidades resultante de la simulación de $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tramo de San Rafael, con HEC-RAS (arriba); y con IBER, usando la malla RTIN (abajo). Los números marcan áreas en las que las diferencias son más marcadas.

4.3.2. Malla de cálculo 2D

La Figura 4-26 presenta los tiempos de cálculo para una simulación de 4 horas utilizando las dos mallas que se han evaluado, para los dos tramos de estudio, utilizando un procesador Intel® Core™2 DUO P8600 de 2.40GHz. Es notable la diferencia en tiempos de cálculo entre mallas mixtas y mallas RTIN, siendo aproximadamente la mitad en el primer caso que en el segundo. No obstante, en ambos casos los tiempos de cálculo son muy inferiores a los tiempos reales, especialmente al principio de la simulación, cuando los caudales son más bajos.

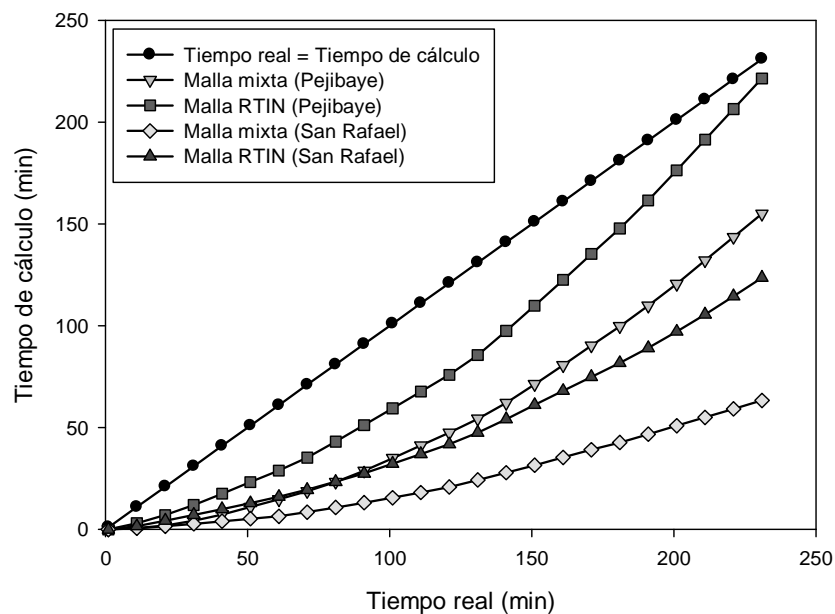


Figura 4-26 Tiempos de cálculo para las simulaciones en régimen estacionario en los tramos de Pejibaye y San Rafael. Las variaciones de caudal se producen en los instantes 3600, 7200 y 10800 segundos.

La Figura 4-27 muestra diagramas de caja que sintetizan la comparación entre las dos mallas consideradas (malla mixta y malla RTIN). Ambas simulaciones producen resultados acordes, cuyas diferencias se hayan bien centradas sobre el cero y presentan una dispersión moderada, en la mayoría de los casos (> 50% de los puntos de comparación) inferior a 0.2 m/s, y muy ocasionalmente (< 10% de los puntos de comparación) la diferencia se hace mayor a los 0.4 m/s. Particularmente se puede resaltar el comportamiento para el tramo de Pejibaye,

cuando se simulan los dos caudales mayores, en el que la dispersión de las diferencias es algo mayor rebasando ligeramente los límites expuestos.

En las Figuras 4-28 y 4-29 se muestran los campos de velocidades que resultan del uso de la malla mixta y sus diferencias respecto a la malla RTIN. En ellas se observa que las velocidades en la llanura, estimadas en base a la malla mixta, son algo inferiores a las que resultan de la malla RTIN. Consecuentemente, las velocidades en la zona central del cauce presentan el comportamiento opuesto.

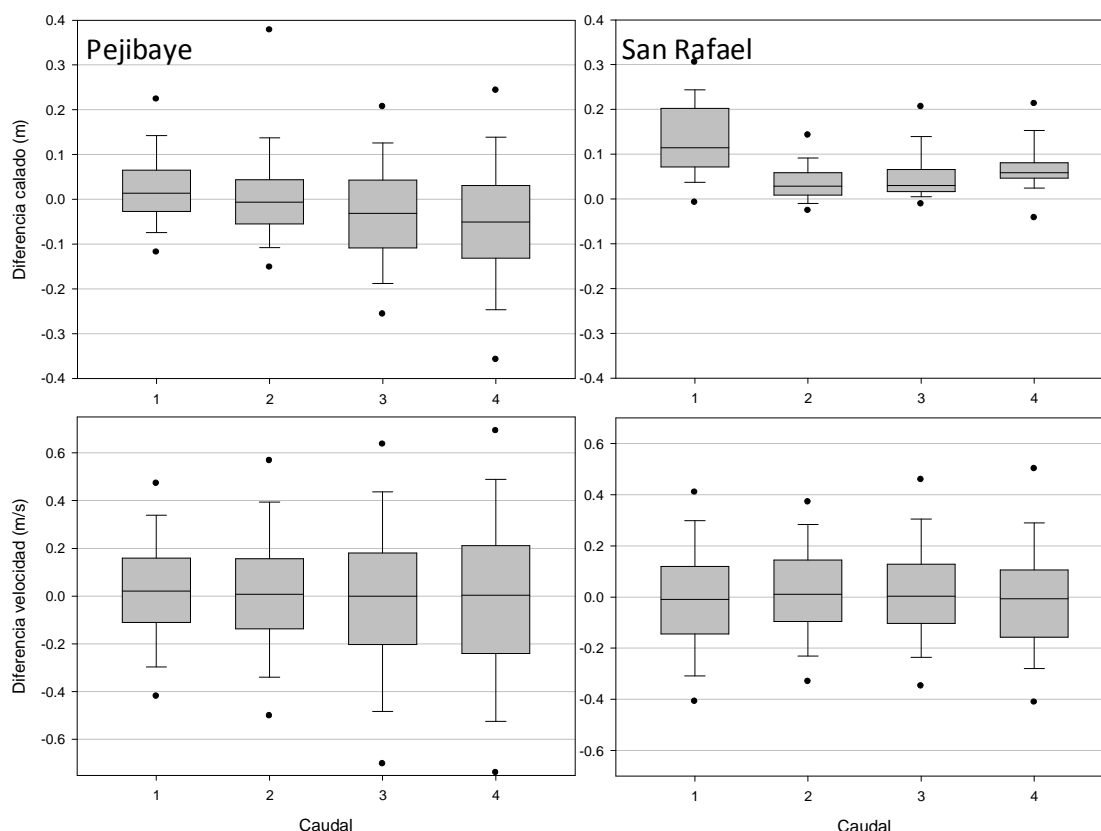


Figura 4-27 Diferencia de cotas de lámina de agua y velocidades para los tramos de Pejibaye y San Rafael, entre las simulaciones con IBER en régimen estacionario. Las cajas representan el rango entre el primer y tercer cuartil, en el que se enmarca la mediana; los bigotes marcan los percentiles 10 y 90; los puntos señalan los percentiles 5 y 95. Se representan los diferentes caudales simulados: Caudales para Pejibaye: 1: $75 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 2: $250 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 3: $750 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 4: $1250 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Caudales para San Rafael: 1: $60 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 2: $200 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 3: $600 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 4: $1000 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$.

La Figura 4-30 recoge las diferencias en la geometría de las mallas empleadas y el MDE fundido-2 m original. Queda con ello de manifiesto la diferencia más marcada (después de los tiempos de cálculo) entre las dos mallas.

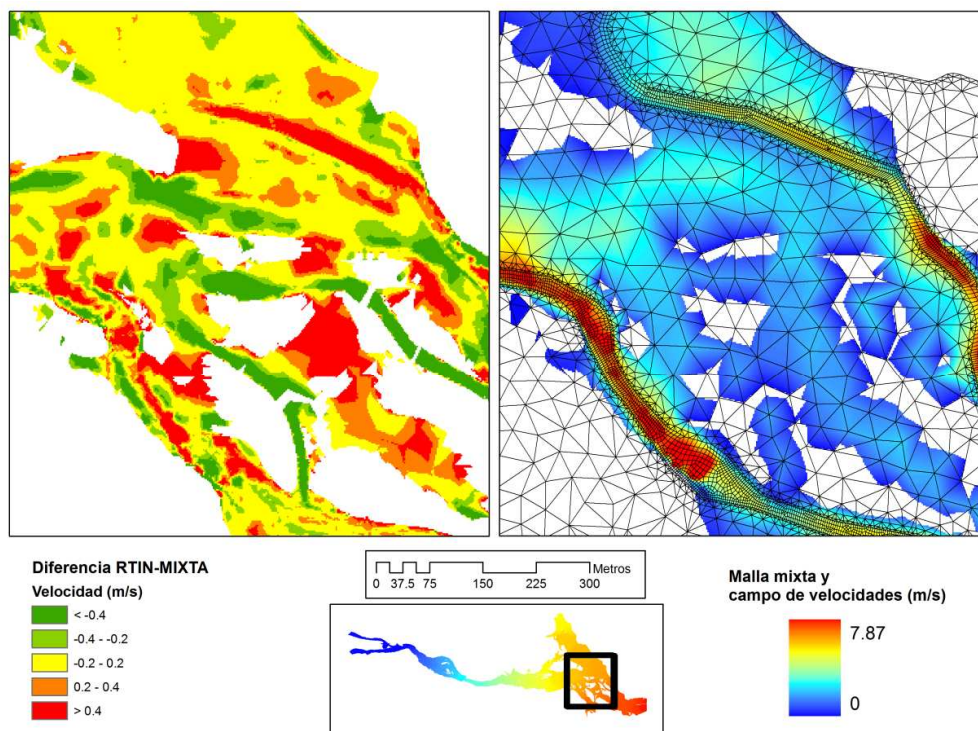


Figura 4-28 Ejemplo de diferencias locales en los campos de velocidades en el tramo de Pejibaye.

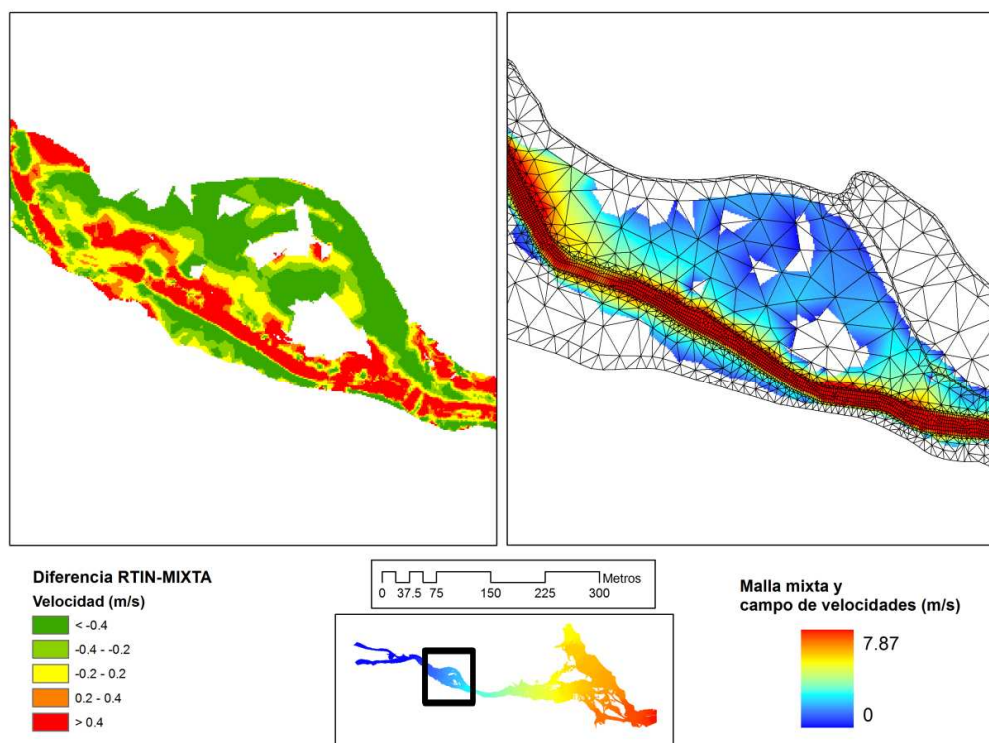


Figura 4-29 Ejemplo de diferencias locales en los campos de velocidades en el tramo de Pejibaye.

La malla RTIN presenta, para todo el dominio de la mayor avenida analizada, unas diferencias en cota inferiores a los 10 cm respecto al MDE original, alcanzando localmente diferencias que llegan a los 20 cm. En cambio, en el caso de la malla mixta, las diferencias son generalmente mayores, no rebasando los 20 cm en casi todo el dominio, pero alcanzando valores mayores en zonas de llanura como en las Figuras 4-28 y 4-29 (hacia el centro de la imagen y en la confluencia de los cursos Pejibaye y Platanares), en las que la topografía local marca algunos brazos secundarios no recogidos por la malla mixta.

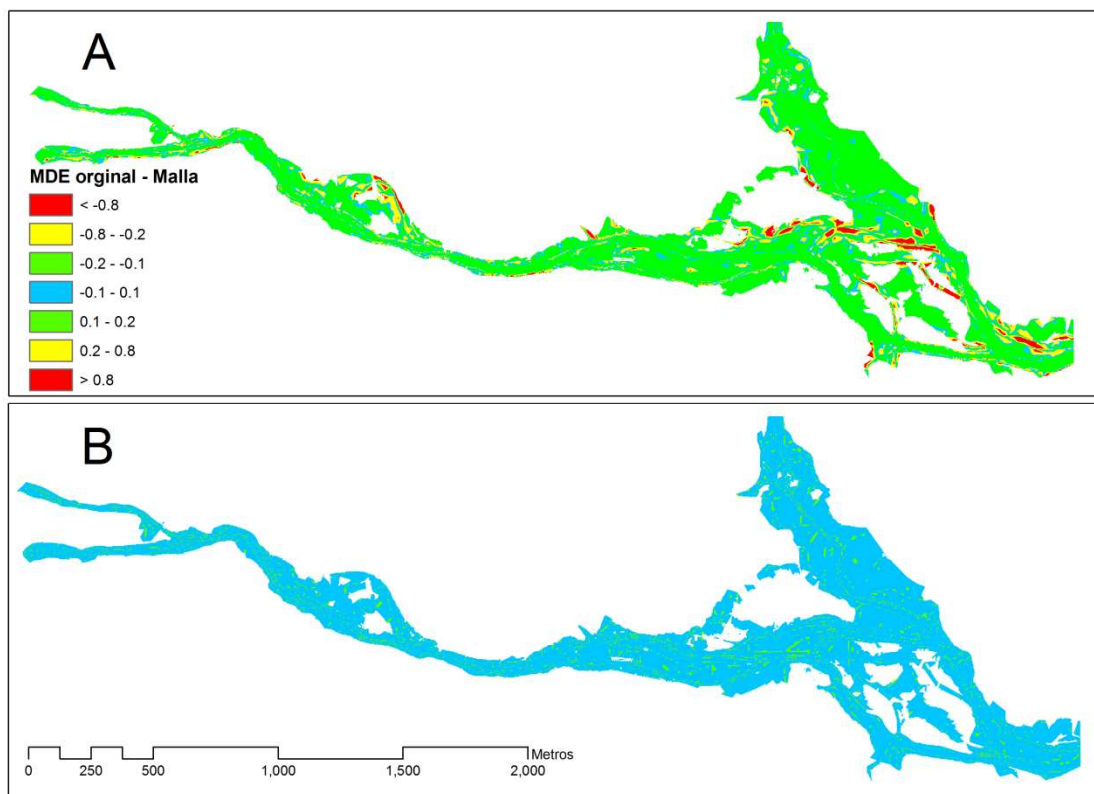


Figura 4-30 Diferencias entre MDE fundido (original) y MDE extraído de la malla de cálculo, para el tramo de Pejibaye. A: MDE original – MDE malla mixta; y B: MDE original – malla RTIN. Los círculos marcan zonas con mayor error. Unidades en metros.

4.3.3. Geometría

Se compararon puntualmente los resultados de las simulaciones (calados y velocidades) que resultan al utilizar diferentes fuentes topográficas: MDE CARTA05-2 m, MDE fundido-2 m, MDE-10 m, MDE-30 m. Los resultados de la comparación aparecen resumidos en las Figuras 4-31 a 33.

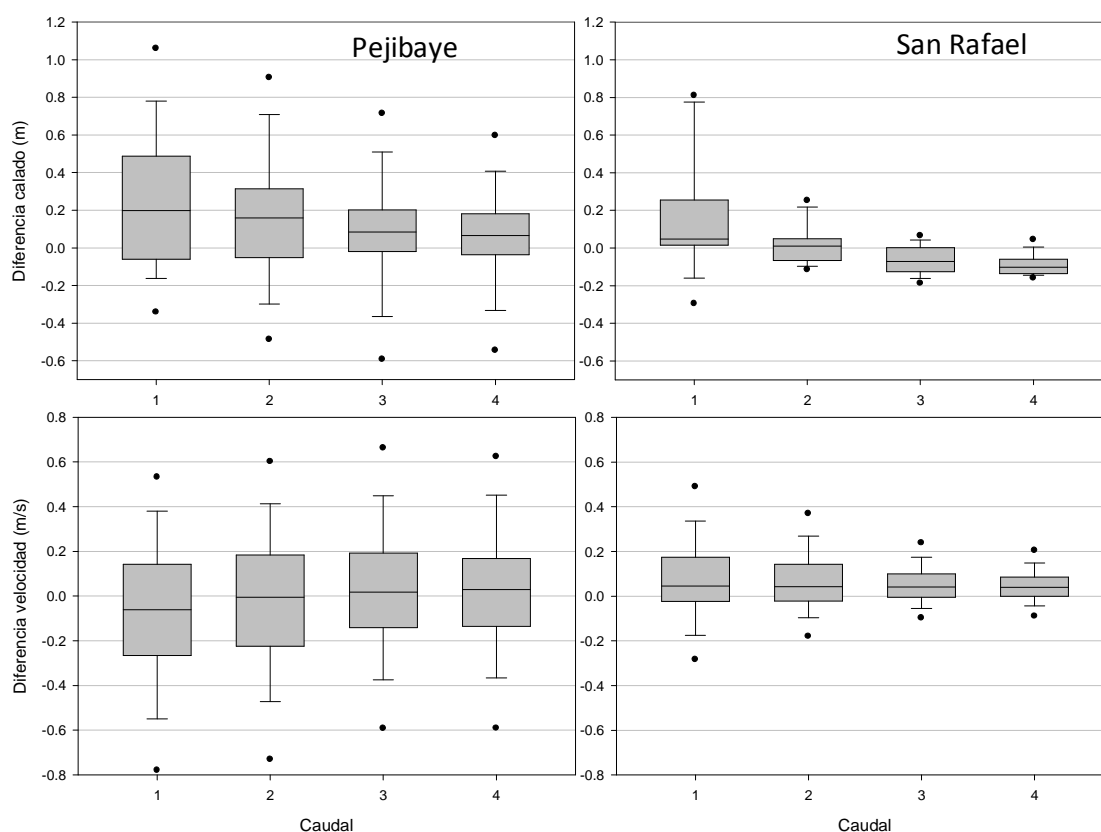


Figura 4-31 Diferencia de cotas de lámina de agua y velocidades para los tramos de Pejibaye y San Rafael, entre las simulaciones en IBER, representando los resultados del MDE de CARTA05 menos los del MDE fundido. Las cajas representan el rango entre el primer y tercer cuartil, en el que se enmarca la mediana; los bigotes marcan los percentiles 10 y 90; los puntos señalan los percentiles 5 y 95. Se representan los diferentes caudales simulados: Caudales para Pejibaye: 1: $75 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 2: $250 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 3: $750 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 4: $1250 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Caudales para San Rafael: 1: $60 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 2: $200 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 3: $600 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 4: $1000 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$.

A la vista de los resultados (Figuras 4-31 y 32), las geometrías MDE CARTA05-2 m y MDE-10 m, producen resultados que se alejan sensiblemente de los de la geometría MDE fundido-2 m. Las diferencias son más fuertes para calados más bajos que para los caudales más altos. Por otro lado, las cotas de la lámina de agua en ambos casos tienen una marcada tendencia a presentar valores sensiblemente

más altos cuando la calidad de la geometría empeora, mientras que las diferencias en términos de velocidad no presentan un sesgo positivo o negativo especial, manteniéndose generalmente centradas sobre el cero.

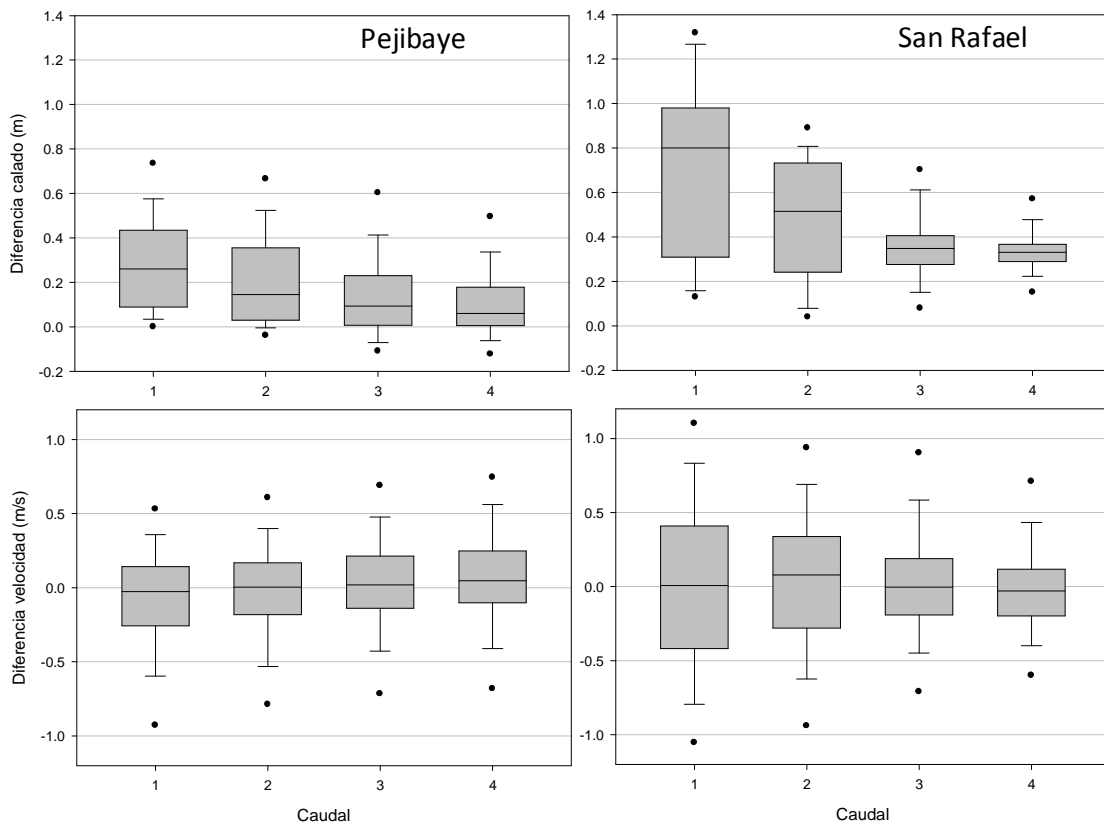


Figura 4-32 Diferencia de cotas de lámina de agua y velocidades para los tramos de Pejibaye y San Rafael, entre las simulaciones en IBER, representando los resultados del MDE 10m menos los del MDE fundido 2m. Las cajas representan el rango entre el primer y tercer cuartil, en el que se enmarca la mediana; los bigotes marcan los percentiles 10 y 90; los puntos señalan los percentiles 5 y 95. Se representan los diferentes caudales simulados: Caudales para Pejibaye: 1: $75 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 2: $250 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 3: $750 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 4: $1250 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Caudales para San Rafael: 1: $60 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 2: $200 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 3: $600 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 4: $1000 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$.

En el caso de la geometría MDE-30 m, los resultados se distancian mucho más de los generados a partir de la geometría MDE fundido-2 m, alcanzando valores que rebasan cualquier criterio razonable de tolerancia.

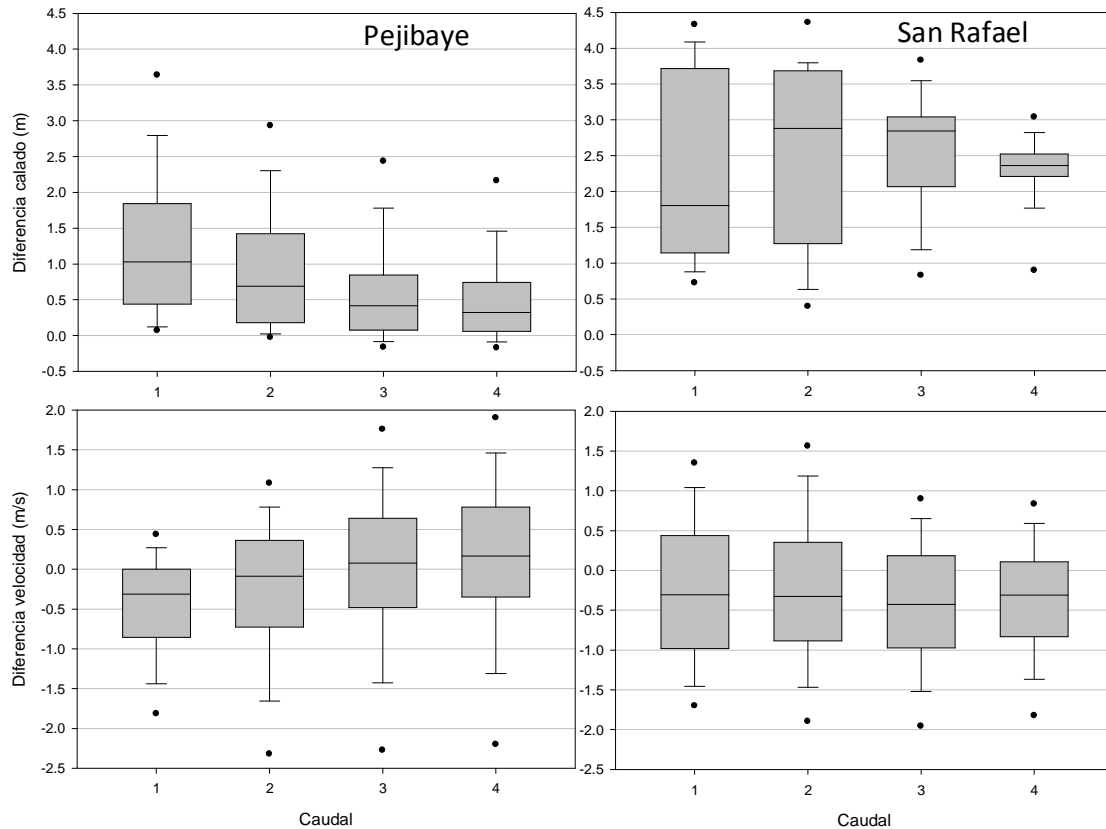


Figura 4-33 Diferencia de cotas de lámina de agua y velocidades para los tramos de Pejibaye y San Rafael, entre las simulaciones en IBER, representando los resultados del MDE 30m menos los del MDE fundido 2m. Las cajas representan el rango entre el primer y tercer cuartil, en el que se enmarca la mediana; los bigotes marcan los percentiles 10 y 90; los puntos señalan los percentiles 5 y 95. Se representan los diferentes caudales simulados: Caudales para Pejibaye: 1: $75 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 2: $250 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 3: $750 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 4: $1250 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Caudales para San Rafael: 1: $60 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 2: $200 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 3: $600 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 4: $1000 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$.

4.3.4. Rugosidad

Con objeto de cuantificar la incertidumbre en los resultados del modelo IBER, debida a la imprecisión en la elección del parámetro de rugosidad (número de Manning), se realizó un análisis de sensibilidad de dicho parámetro. Los resultados aparecen resumidos en la Figura 4-34 en forma de diagramas de caja.

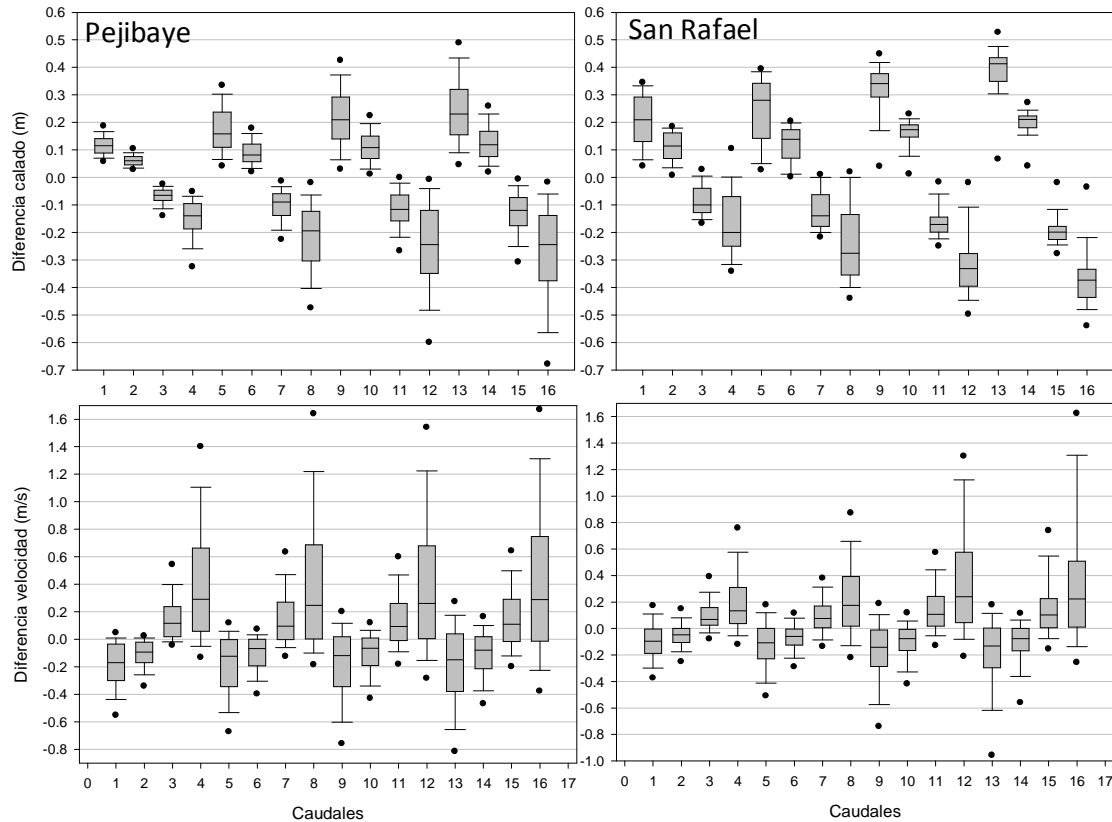


Figura 4-34 Análisis de sensibilidad. Diferencia de cotas de lámina de agua y velocidades para los tramos de Pejibaye y San Rafael, variando los números de Manning $+0.02$ (caudales 1, 5, 9 y 13); $+0.01$ (casos 2, 6, 10 y 14); -0.01 (casos 3, 7, 11 y 15); -0.02 (casos 4, 8, 12 y 16). Las cajas representan el rango entre el primer y tercer cuartil, en el que se enmarca la mediana; los bigotes marcan los percentiles 10 y 90; los puntos señalan los percentiles 5 y 95. Se representan los diferentes caudales simulados: Caudales para Pejibaye: 1 a 4: $75 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 4 a 8: $250 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 9 a 12: $750 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 13 a 16: $1250 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Caudales para San Rafael: 1 a 4: $60 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 4 a 8: $200 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 9 a 12: $600 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; 13 a 16: $1000 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$.

Como se esperaba, el efecto del aumento de la rugosidad produjo un aumento de los calados y disminución de las velocidades. Se comprobó que estas diferencias fueron más fuertes cuando los calados fueron mayores. Como término medio se puede decir que un aumento/disminución de 0.01 en los números de Manning del modelo, produjeron una variación (aumento/disminución respectivamente) en torno a los 10 cm en el caso de Pejibaye, y algo mayor (15 cm) en el caso de San Rafael. El mismo efecto en los campos de velocidad se cuantificó aproximadamente en 0.10 y 0.05 m/s, respectivamente.

4.3.5. Superficies de riesgo

Se establecieron las superficies de riesgo, clasificadas como sin riesgo, riesgo (moderado + elevado) y riesgo elevado, y se compararon para los diferentes modelos hidráulicos. En las tablas 4-2, 4-4 y 4-6 se resumen estas diferencias en términos relativos respecto a las superficies control (generadas con IBER usando la malla RTIN).

Tabla 4-2 Diferencias relativas de las superficies de inundación de la malla mixta ([mixta]-[RTIN]) y HEC-RAS ([HEC-RAS]-[RTIN]) respecto a la simulación 2D con malla RTIN

		IBER-MIXTA			HEC-RAS		
	Caudal (m ³ /s)	S1	S2	S3	S1	S2	S3
Pejibaye	75	-3.5%	-5.1%	-3.3%	-6.1%	-13.8%	-25.3%
	250	-0.8%	-0.9%	-3.9%	-3.4%	-5.8%	-7.1%
	750	0.3%	-2.3%	-3.3%	5.6%	5.5%	13.5%
	1250	-3.3%	-0.7%	-3.2%	2.8%	4.5%	4.7%
San Rafael	60	8.7%	8.3%	3.0%	-25.8%	-23.0%	-21.1%
	200	-0.3%	0.8%	0.5%	-14.2%	-17.0%	-23.9%
	600	-3.1%	-1.9%	-0.3%	-5.0%	-5.9%	-8.0%
	1000	-0.7%	0.2%	-0.7%	1.4%	2.2%	0.6%

S1: Superficie total de inundación

S2: Superficie de riesgo (riesgo moderado + riesgo elevado)

S3: Superficie de riesgo elevado

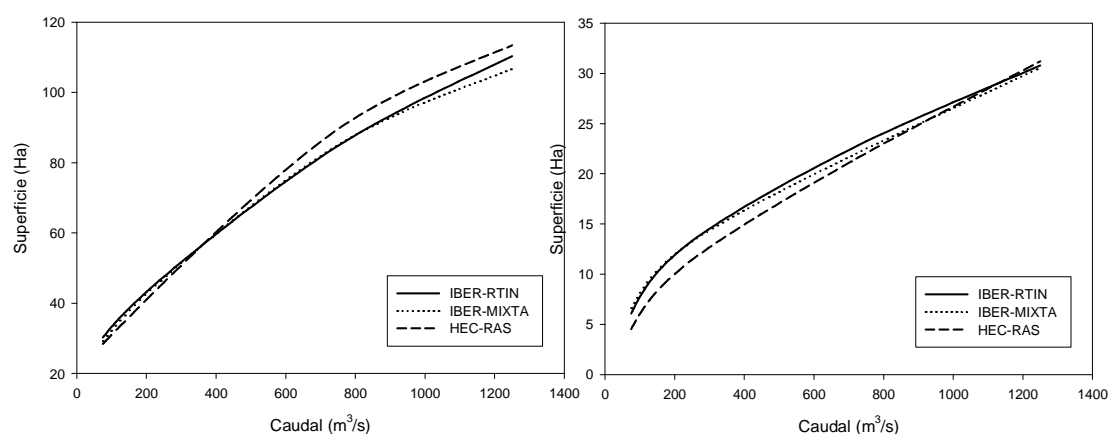


Figura 4-35 Comparación de las superficies de inundación para HEC-RAS e IBER (con la malla RTIN y mixta) con diferentes caudales en régimen estacionario. Tramo de Pejibaye (izquierda) y San Rafael (derecha).

Comparando las simulaciones 1D y 2D (Tabla 2) se observa una discrepancia más marcada, y de signo negativo para los caudales más bajos. Sin embargo, puede notarse un menor sesgo en el comportamiento en el tramo de Pejibaye (diferencia promedio de -0.3%) que en el de San Rafael (diferencia promedio de -11.6%), en el que hay una tendencia a subestimar las superficies de inundación (más marcada para los caudales más bajos).

En cambio, cuando se comparan las dos mallas, las diferencias se hacen mucho más estables para todos los caudales, sin rebasar el 8% en el caso de San Rafael y el 5% en Pejibaye.

Comparando las superficies de inundación para las diferentes geometrías empleadas (Tabla 3), se pone de manifiesto que el impacto en las superficies de inundación fue mucho menor que para las comparaciones puntuales. En particular en el caso de Pejibaye, para el MDE 10m, las diferencias más marcadas se encontraron para los caudales más bajos, siendo prácticamente nulas para los caudales altos. En el caso del MDE 30 m, las diferencias en las superficies de inundación son siempre muy elevadas.

Tabla 4-3 Diferencias relativas de las superficies de inundación de las diferentes geometrías empleadas respecto a la geometría MDE fundido, calculadas como [MDE comparado]-[MDE fundido].

		MDE CARTA05			MDE 10 m			MDE 30 m		
	Caudal (m ³ /s)	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3
Pejibaye	75	27.7%	22.5%	15.5%	11.0%	7.6%	2.6%	46.3%	29.8%	-1.2%
	250	16.4%	17.0%	11.4%	12.6%	9.3%	7.2%	79.3%	63.3%	54.0%
	750	2.9%	3.8%	9.0%	9.5%	7.4%	7.3%	37.1%	36.7%	43.4%
	1250	2.3%	2.6%	4.1%	5.5%	6.3%	7.9%	18.2%	20.7%	27.1%
San Rafael	60	9.7%	7.2%	5.8%	59.1%	60.9%	38.5%	157.6%	160.5%	144.8%
	200	3.2%	2.9%	2.2%	14.0%	14.1%	16.8%	69.3%	67.2%	82.3%
	600	-0.8%	-1.1%	-0.6%	5.3%	5.1%	6.5%	52.3%	53.2%	53.5%
	1000	-1.5%	-2.0%	-1.4%	4.0%	5.1%	4.0%	29.6%	33.2%	39.2%

S1: Superficie total de inundación

S2: Superficie de riesgo (riesgo moderado + riesgo elevado)

S3: Superficie de riesgo elevado

Tabla 4-4 Diferencias relativas entre superficie de inundación obtenida con los valores iniciales de rugosidad (n Manning) y al variarlos desde menos 0.02 hasta más 0.02 unidades, calculadas como $[n \text{ modificado}] - [n \text{ de referencia}]$.

		n más 0.01			n menos 0.01		
	Caudal (m^3/s)	S1	S2	S3	S1	S2	S3
Pejibaye	75	3.3%	2.5%	-1.5%	-3.7%	-3.3%	1.1%
	250	5.6%	4.1%	2.0%	-5.0%	-4.5%	-1.8%
	750	4.4%	4.4%	2.3%	-5.6%	-4.7%	-2.4%
	1250	4.7%	5.0%	2.7%	-6.2%	-5.6%	-2.6%
San Rafael	60	9.7%	6.3%	1.0%	-5.8%	-2.2%	0.9%
	200	3.4%	2.7%	3.4%	-3.2%	-2.9%	-2.0%
	600	2.6%	2.4%	2.8%	-2.3%	-2.0%	-2.3%
	1000	2.9%	4.0%	2.5%	-4.6%	-2.8%	-1.4%
		n más 0.02			n menos 0.02		
	Caudal (m^3/s)	S1	S2	S3	S1	S2	S3
Pejibaye	75	7.8%	4.8%	-2.9%	-8.1%	-7.8%	1.6%
	250	10.4%	7.9%	3.9%	-9.7%	-8.9%	-4.0%
	750	8.9%	8.3%	4.8%	-11.9%	-10.4%	-3.6%
	1250	9.1%	9.3%	5.6%	-11.0%	-10.3%	-5.5%
San Rafael	60	15.7%	11.2%	1.6%	-17.9%	-12.4%	-3.4%
	200	7.3%	6.0%	6.6%	-5.9%	-5.8%	-2.1%
	600	5.5%	5.0%	5.3%	-3.5%	-2.4%	-3.1%
	1000	6.0%	7.2%	5.2%	-7.0%	-4.8%	-2.4%

S1: Superficie total de inundación.

S2: Superficie de riesgo (riesgo moderado + riesgo elevado).

S3: Superficie de riesgo elevado.

Atendiendo a la variación de las superficies de inundación con la variación del parámetro rugosidad, las diferencias son sorprendentemente pequeñas. De hecho, éstas son del orden a de las diferencias encontradas simplemente al variar la malla de cálculo. Como corresponde, las superficies aumentan al aumentar la rugosidad, y viceversa. Se aprecia además que las diferencias son de nuevo mayores a medida que los caudales aumentan.

En las Figuras 4-35 a 37 se han representado estas diferencias en términos absolutos para su mejor comprensión.

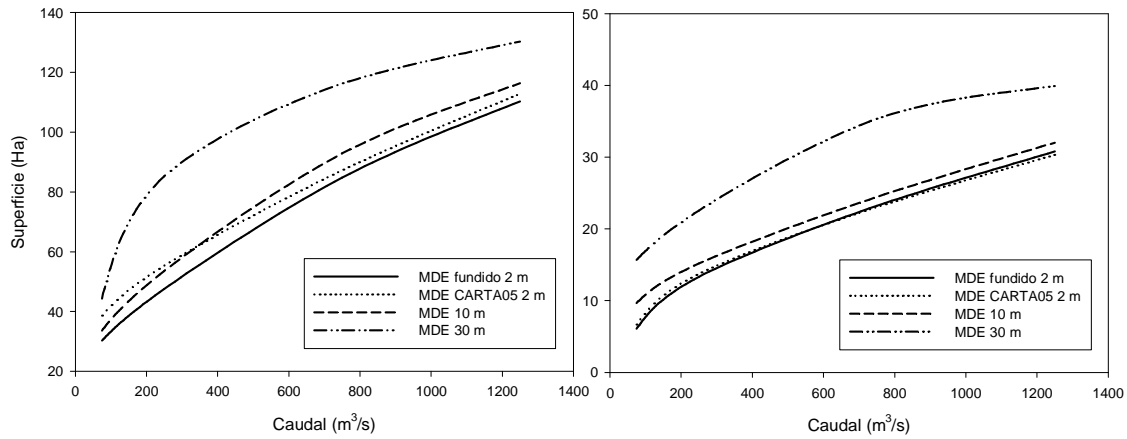


Figura 4-36 Comparación de las superficies de inundación para IBER usando diferentes geometrías: MDE fundido 2m; MDE CARTA 05 2m; MDE 10m; y MDE30m; con diferentes caudales en régimen estacionario. Tramo de Pejibaye (izquierda) y San Rafael (derecha).

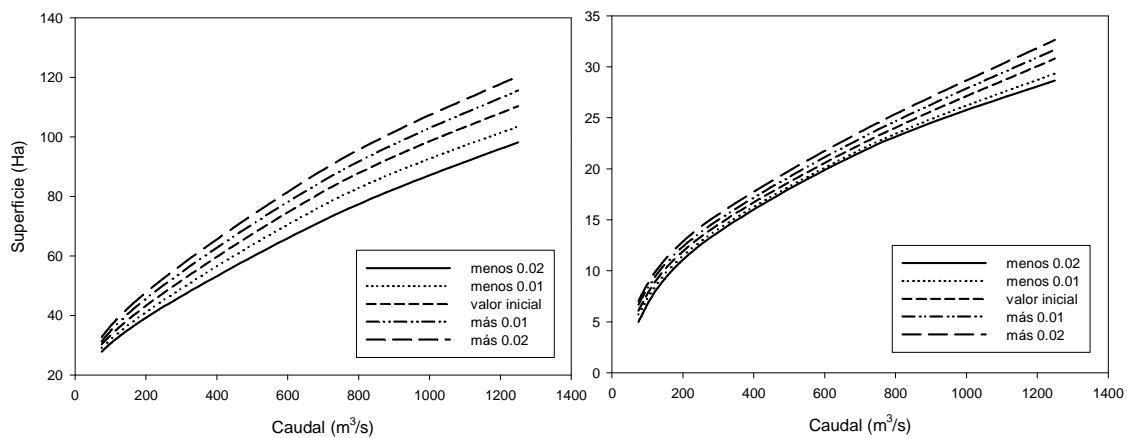


Figura 4-37 Comparación de las superficies de inundación para IBER variando el número de Manning desde menos 0.02 hasta más 0.02; con diferentes caudales en régimen estacionario. Tramo de Pejibaye (izquierda) y San Rafael (derecha).

4.3.6. Régimen variable

Finalmente se compararon los resultados de las simulaciones en 2D, usando la malla RTIN, en régimen variable y estacionario. La condición de contorno para el hidrograma de entrada se estableció en base al hidrograma de la Figura 4-38, en el que el caudal se expresa de forma adimensional, referente a su caudal punta. De

este modo se hicieron circular los hidrogramas con el mismo caudal punta que el caudal circulante en régimen estacionario.

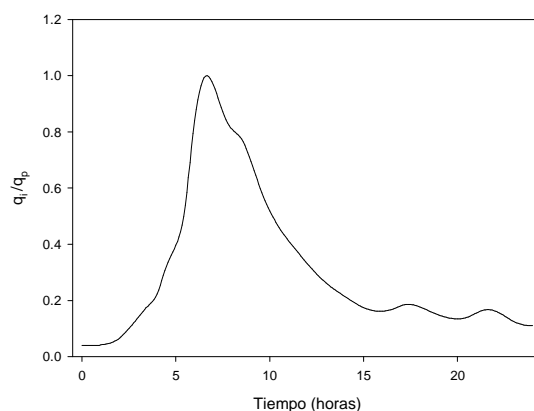


Figura 4-38 Hidrograma adimensional utilizado para la simulación en régimen variable

Tabla 4-5 Diferencia media y desviación estándar de calados y velocidades, calculado como valor en régimen variable menos valor en régimen estacionario.

		Dif. Calado (m)		Dif. Velocidad (m/s)	
	Caudal punta (m³/s)	Media	Desv.est.	Media	Desv.est.
Pejibaye	750	0.002	0.025	0.044	0.205
	1250	0.001	0.023	0.039	0.591
San Rafael	600	0.003	0.222	0.299	0.835
	1000	-0.024	0.267	0.301	0.773

Resalta en estos resultados (Tabla 4-5) la similitud en las cotas de la lámina de agua, cuando se comparan las del régimen estacionario y variable. Sin embargo se apreciaron diferencias más fuertes en el caso de los campos de velocidad, especialmente en el caso de San Rafael, presentando velocidades más elevadas en régimen variable que en el estacionario. En las Figuras 4-39 y 40, para Pejibaye, y en las Figuras 4-41 y 42, para San Rafael, se muestran ejemplos concretos en las diferencias de los campos de velocidades en régimen estacionario y variable.

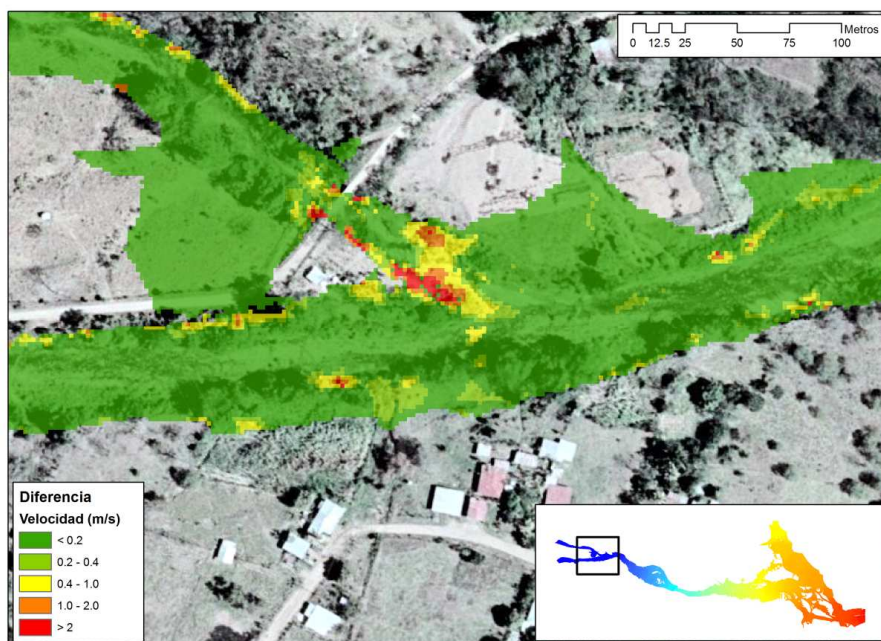


Figura 4-39 Diferencias en el campo de velocidades comparando la simulación en régimen variable y estacionario ([variable]-[estacionario]) en la zona del puente de la quebrada Bolivia

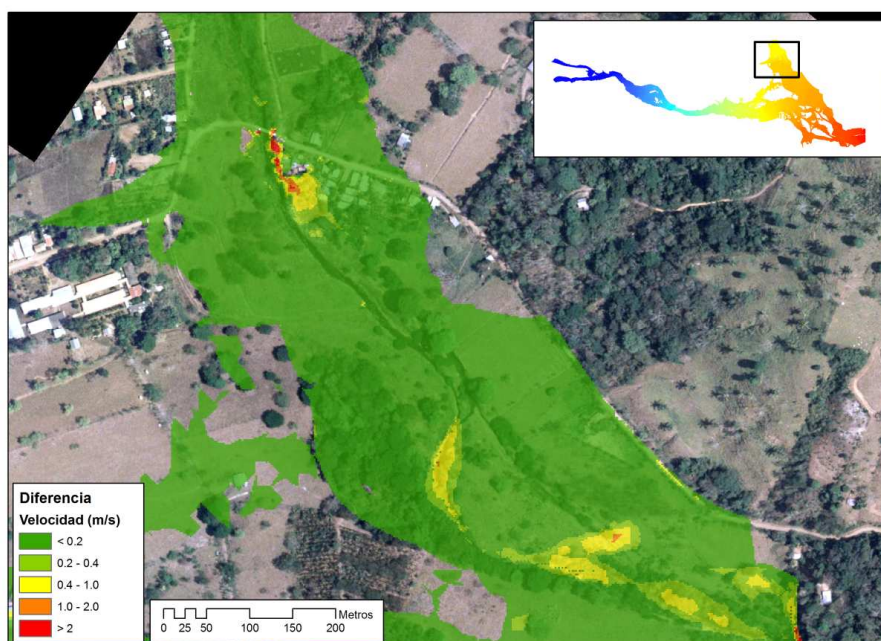


Figura 4-40 Diferencias en el campo de velocidades comparando la simulación en régimen variable y estacionario ([variable]-[estacionario]) en la zona del puente del río Platanares

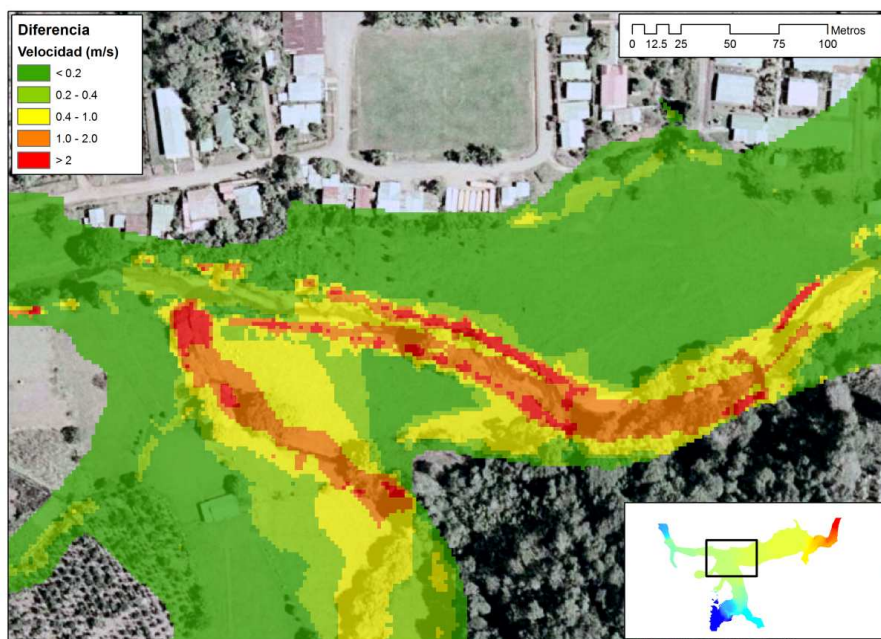


Figura 4-41 Diferencias en el campo de velocidades comparando la simulación en régimen variable y estacionario ([variable]-[estacionario]) en la zona de confluencia del tramo de San Rafael

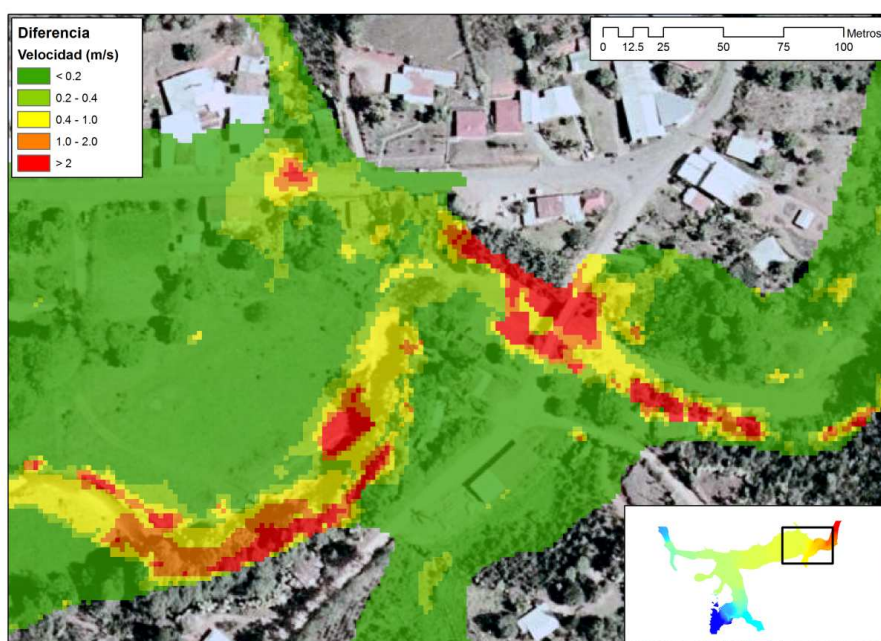


Figura 4-42 Diferencias en el campo de velocidades comparando la simulación en régimen variable y estacionario ([variable]-[estacionario]) en la zona del puente aguas abajo del tramo de San Rafael

4.4. Discusión

4.4.1. Modelo hidrodinámico

Los resultados entre HEC-RAS e IBER (Figura 4-6) presentan diferencias importantes, al menos localmente, cuando se comparan los calados y las velocidades. Sin embargo, a la vista de las Figuras 4-10 a 17, se observa que estas diferencias se asocian a zonas con características específicas, como son áreas de bifurcación o confluencia y estrechamientos por puentes. Resulta lógico pues, que en estas zonas se presenten en particular estos resultados, dado que en ellas el flujo tiene una mayor componente multidireccional. Además, en dichas zonas el carácter multidireccional del flujo depende en gran medida de las condiciones específicas de la simulación, en especial del calado circulante. Por tanto, en algunos casos puede resultar particularmente complicado considerar este tipo de elementos del terreno en un modelo unidimensional.

De acuerdo a las observaciones de Hunter (2007) y Samuels (1990), para caudales grandes, cuando la avenida ocupa las zonas de llanura, las diferencias encontradas fueron mayores en ambos casos, lo que se puede relacionar con lo anteriormente dicho, ya que a medida que los caudales aumentan, el flujo comienza a ocupar zonas aledañas al cauce y a aumentar su componente multidireccional. En cambio, en el caso de caudales más reducidos, la avenida se concentra dentro del cauce, donde su movimiento es esencialmente unidireccional. Por tanto, siendo correctas las conclusiones de Knight y Shion (1996), cuando la avenida sobrepasa el nivel del bankfull, la simulación 1D comienza a presentar diferencias sensibles respecto a la simulación 2D.

Por ejemplo en el caso del tramo de San Rafael, por efecto del puente situado aguas abajo, se produce un embalsamiento desde dicha posición hasta la confluencia de ambos cursos. En esta situación, cuando los calados son elevados, HEC-RAS da cotas superiores a la simulación 2D en la zona represada. Una explicación razonable de esta sobreelevación, es que de alguna manera IBER considera que hay mayor capacidad de evacuación en la zona del puente, como se aprecia por las

velocidades más elevadas en la zona de la margen derecha del río, marcada con el 1 de la Figura 4-25.

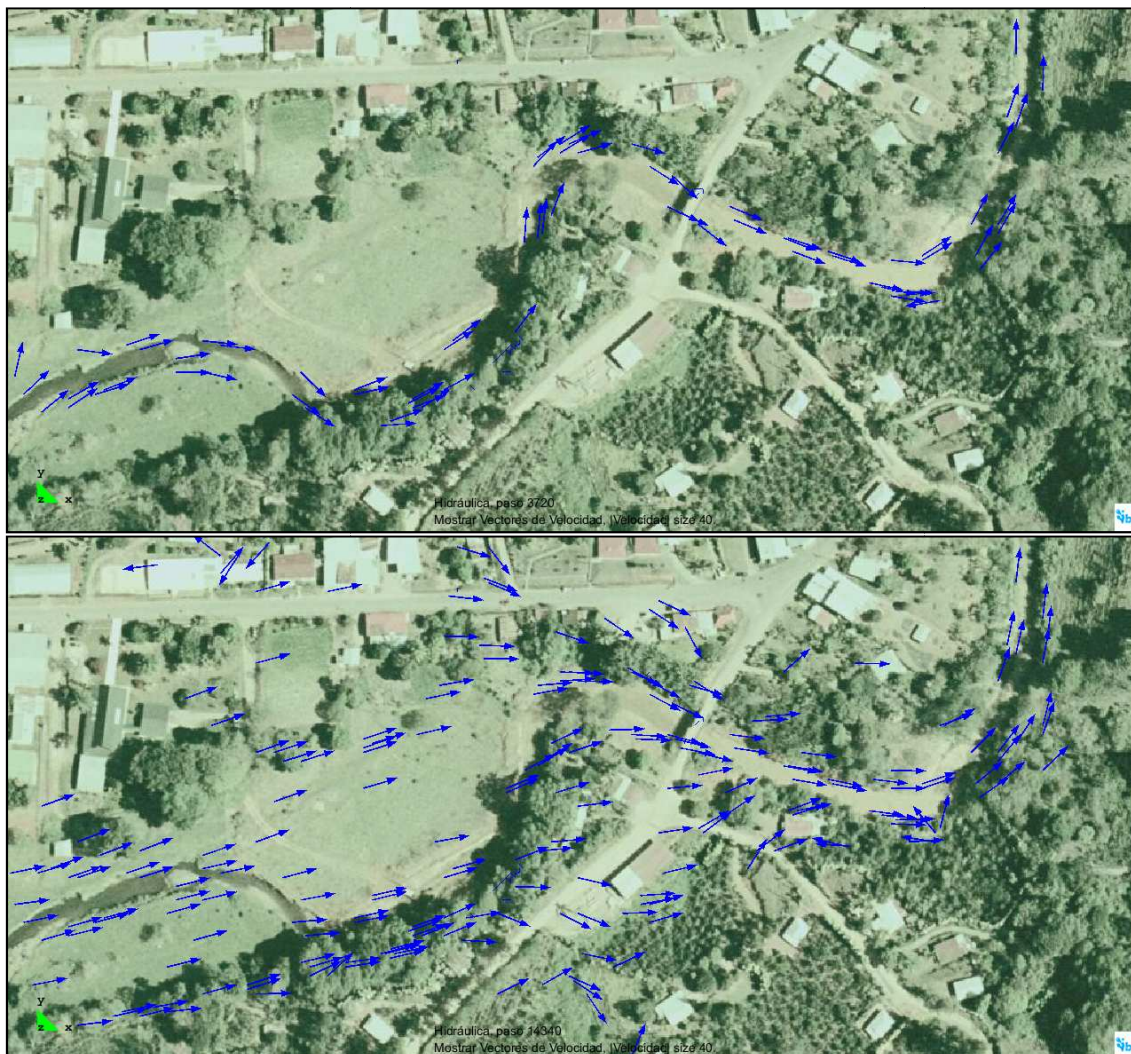


Figura 4-43 Paso de la avenida de $60 \text{ m}^3/\text{s}$ (arriba) y $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ (abajo), por la zona del puente situado aguas abajo del tramo de San Rafael. Los vectores representan la dirección del flujo.

De hecho, en la simulación en IBER buena parte del flujo no llega a atravesar el puente, sino que cruza directamente sobre la orilla derecha del río, como se aprecia en la Figura 4-43 (abajo). En la simulación 1D, el flujo realiza un camino más largo que en IBER, de modo que todo el caudal recorre todo el meandro anterior al puente y finalmente lo cruza en sentido perpendicular a éste, con lo que la capacidad de desagüe es mucho menor. Se podría decir que la dirección del flujo

en 1D, condicionada por las secciones transversales utilizadas, se sigue pareciendo al de los caudales menores (Figura 4-43, arriba), con una distancia recorrida mayor y menor pendiente. En este sentido se debe resaltar que en el modelo HEC-RAS, el agua se dirige de forma perpendicular a las secciones transversales; las cuales fueron dibujadas para representar todo tipo de caudales, de modo que sean perpendiculares al eje del cauce en su centro, y también perpendiculares al flujo previsible en la llanura.



Figura 4-44 Paso de la avenida de $750 \text{ m}^3/\text{s}$ por la zona de confluencia al final del tramo de Pejibaye. Los vectores marcan la dirección del flujo.

En relación a este último aspecto, cuando los caudales son bajos, HEC-RAS infravalora los calados respecto a IBER. Al igual que en el caso anterior podría estar relacionado con las distancias promediadas entre secciones, para el cauce y orillas. Como se ha explicado el diseño de las secciones transversales, en un río con una sinuosidad elevada, como el tramo bajo de San Rafael, las secciones son perpendiculares al eje del cauce en su centro, y también perpendiculares al flujo previsible en la llanura, de modo que las distancias sobre el eje del cauce son siempre mayores a las de la llanura. Esta complicación del esquema de simulación 1D, con difícil solución, explicaría en gran medida por qué la simulación en HEC-RAS da menores calados para caudales bajos y mayores calados para los altos, cuando se usa un único esquema de secciones transversales para todos los calados.

Analizando el campo vectorial de la Figura 4-44, que muestra el paso de la avenida de 750 m³/s por la zona de confluencia aguas debajo de Pejibaye, se aprecia que una vez que la llanura queda inundada, el agua se encauza por los diferentes brazos secundarios del río, intercambiando su flujo con un comportamiento claramente multidireccional. En concreto, en el caso de la zona 4 en la Figura 4-16, se pueden observar velocidades muy inferiores en la simulación 1D comparada con la simulación 2D. Del mismo modo, en la Figura 4-12 se observa que aguas debajo de la zona 4 (en la zona 3) el agua se dispersa tomando diferentes direcciones, con lo que al igual que en caso comentado del puente de San Rafael, se consigue desaguar más eficientemente el agua acumulada aguas arriba de esta sección. En la simulación 1D no ocurre lo mismo, ya que sólo considerar una única dirección en el flujo, perpendicular a las secciones establecidas, y por este motivo aparece una mancha de inundación mayor aguas arriba de dicha localización. En el caso de la zona 2 IBER, a la vista de la Figura 4-13, predice que el flujo discurre aguas abajo. En cambio, HEC-RAS difunde la lámina de agua lateralmente, hasta que se lo permite la topografía; dando como resultado la mancha de inundación de la zona.

Las velocidades resultantes de HEC-RAS son menores que en IBER. Este hecho se puede deber a la hipótesis que usa HEC-RAS para distribuir las velocidades, al considerar un decaimiento lineal de la velocidad hasta el borde mojado de la sección, ya que en el centro del cauce sí parecen coincidir bien. En cualquier caso, HEC-RAS únicamente hace una estimación distribuida de la velocidad a posteriori, basándose en los calados resultantes de intersecar la lámina de agua con el terreno y en las velocidades medias en cauce y llanuras (HEC-RAS Technical Reference). En San Rafael las velocidades en el centro del cauce son mayores las de HEC-RAS que las de IBER, debido muy probablemente a las marcadas diferencias entre las distancias a lo largo del cauce y a lo largo de las orillas ya comentadas.

Analizando las diferencias en las superficies de inundación de la simulación 1D y 2D de los caudales analizados más elevados, se puede decir que las diferencias son, en líneas generales, pequeñas (2,8 % en Pejibaye y 1.4 % en San Rafael). Por el contrario, para caudales inferiores las diferencias son más importantes (superiores

al 10 % para caudales intermedios y al 20 % para caudales bajos). Además, como se ha visto anteriormente, las superficies resultantes pueden ser localmente muy diferentes, como se aprecia en la Figura 4-12, en la zona 4, y en la Figura 4-13, en la zona 1.

En suma, integrando todas las diferencias entre los modelos hidráulicos 1D y 2D aquí comentadas se puede considerar la validez de ambos modelos para la delimitación de zonas de riesgo de inundación. Sin embargo, un aspecto limitante en los modelos 1D es la dificultad de definir secciones transversales de cálculo que sean válidas para un rango de caudales y representen adecuadamente el flujo en cada caso. A ello se añade la inexactitud de las estimaciones de los campos de velocidad en una simulación 1D. Este último aspecto es de particular relevancia cuando la modelización no está orientada únicamente a la delimitación de zonas inundables, sino que se precisa de una definición más exacta de las velocidades en zonas concretas (calles, escolleras de protección, estribos de puentes, etc.).

4.4.2. Malla de cálculo 2D

Comparando los resultados con las dos mallas (mixta y RTIN) en IBER, los resultados son muy similares, de lo que se desprende una convergencia en los resultados para ambas mallas. En la Figura 4-27 se puede ver que existen diferencias locales muy moderadas, siendo para la mayoría de puntos de comparación (> 50 %) inferiores a 10 cm (a excepción del caudal más bajo para San Rafael, en el que llegan a 20 cm), e inferiores a 20 cm en el 90 % de los casos (75 % para el caudal más bajo en San Rafael). Los perfiles longitudinales representados en las Figuras 4-7 a 9, llevan a la misma conclusión, presentando muy ligeras diferencias entre mallas. En el caso de las velocidades, los resultados presentan mayor dispersión (los mismos límites se extienden hasta 0,2 y 0,4 m/s), aunque el sesgo fue mínimo para todos los calados, con medianas próximas a 0.

Como ejemplo de las diferencias locales en las velocidades, se han expuesto los casos de las Figuras 4-28 y 29. En ellas se muestran dos zonas de llanura del tramo de Pejibaye en los que la malla mixta no ha recogido correctamente la topografía, al ser representada con elementos más gruesos. En la Figura 4-30 se aprecia que es

únicamente en áreas específicas de la llanura, donde aparecen brazos secundarios no recogidos por dicha malla, donde se dan además errores geométricos, probablemente causantes de las diferencias en las velocidades locales.

Frente a la dificultad de la malla mixta (con menos elementos) de capturar las variaciones geométricas locales de la llanura, no es trivial destacar las diferencias que se encontraron respecto al tiempo de computación; lo que representa una gran ventaja de parte de la malla mixta. Sin embargo, se debe resaltar que en este caso se precisa de una edición de la malla para evitar elementos excesivamente pequeños, que aparecen accidentalmente por refinamientos en contornos, que hace aumentar enormemente los tiempos de cálculo.

Pese a las diferencias locales encontradas entre las dos mallas de cálculo, las superficies de inundación, riesgo y riesgo elevado que derivan son esencialmente iguales. Entre los casos analizados (Tabla 2) se observa que las diferencias en términos relativos están generalmente entorno al 2 %, si bien en el caso de San Rafael, para un caudal de 60 m³/s las diferencias ascendieron puntualmente al 8 %.

4.4.3. Geometría

Entre los resultados a partir de las diferentes geometrías utilizadas, hay diferencias mucho más fuertes. Especialmente el MDE 30 m produjo unos resultados muy diferentes a los de topografías más precisas, lo que sencillamente puede interpretarse como un error de la simulación a causa de la geometría empleada. En concreto, para el caso de Pejibaye y caudales pequeños (Figura 4-32), el 50 % de los errores fueron superiores a 1 m, siendo más reducidos a medida que los caudales aumentaron (por encima de 0,5 m para los caudales más elevados). En el caso de San Rafael, en la misma figura, al presentar una topografía más sinuosa y fuertemente incidido, el 50 % de las diferencias fueron siempre superiores a los 2 m, en todos los casos por sobreestimación de las láminas de agua. En cuanto a las velocidades (Figura 4-32) dicho MDE también produjo fuertes dispersiones de los errores al compararlos con el MDE fundido-2 m. En cuanto a las superficies de inundación (Figura 4-36 y Tabla 4-3), las variaciones respecto a la geometría más precisa empleada fueron muy elevadas y fuera de

rango comparada con cualquiera de las demás geometrías evaluadas. Incluso para los caudales mayores, que para otras pruebas en este estudio son los que mejor comportamiento presentan, los porcentajes de error están entre el 20 y el 40 %.

Comparando estos resultados con los obtenidos por Wang et al. (2011) se puede decir que son similares en cuanto a las diferencias de calados al comparar un MDE de 30 m de tamaño de celda (SRTM) con otras fuentes topográficas más precisas (2.4 m). Sin embargo, en el presente estudio, con el objeto de delimitar las zonas expuestas al riesgo por inundación (0,4 – 1 m de calado), estas diferencias resultan totalmente inapropiadas, por lo que a la vista de estos resultados no parece lógico usar estas fuentes topográficas con estos fines, aunque puedan ser útiles y apropiadas para escalas de trabajo mayores (por ejemplo, cursos más anchos de varias decenas de Km de longitud).

El MDE 10 m y el MDE CARTA05 2 m presentaron errores similares, tanto en las comparaciones locales (Figuras 4-30 y 31) como en las superficies de inundación (Figura 4-36 y Tabla 4-3). Las discrepancias del MDE-10 m son elevadas aunque tienden a ser más razonables para los caudales más altos. Por el contrario, el MDE CARTA05-2 m presentó resultados más acordes a los del MDE fundido-2 m que el de tamaño de celda 10 m; lo que encaja bien con los resultados obtenidos por Patro et al. (2009) al validar un modelo hidrodinámico que utiliza la información topográfica del SRTM, refinada con secciones transversales medidas en el terreno. No obstante, frente a las diferencias más o menos marcadas, en la Figura 4-36 se puede observar cómo las superficies de inundación que se derivan de estos dos MDE son muy similares a las del MDE fundido-2m, con lo que cabe plantear su validez para la determinación de superficies de riesgo de inundación en casos prácticos.

Consecuentemente, estos resultados hacen pensar que este tipo de fuentes topográficas pueden ser adecuadas cuando la disponibilidad de datos, o los medios al alcance para obtenerlos, son limitados; si bien deben tomarse con cautela, ya que localmente pueden diferir sensiblemente. Además, a la vista de los resultados presentados en este trabajo, los caudales intermedios y bajos se ven más afectados

por la resolución de la topografía local de las orillas y del lecho del cauce, que los caudales mayores.

Parece que es una norma fácilmente extrapolable, que a medida que la resolución de la información topográfica disminuye, las cotas de la lámina de agua y las del propio lecho aumentan. Similares apreciaciones se derivan de otros trabajos (Wang et al., 2011; Casas Planes et al., 2005; Patro et al. 2009; Merwade et al., 2008). El principal motivo de este efecto es que al disminuir la resolución de las celdas del MDE (u otra fuente topográfica), se pierde detalle en la topografía local del cauce. Este efecto puede ser más acusado cuanto más estrecho sea el curso y cuanto más desnivel haya entorno a las orillas.

4.4.4. Rugosidad

En cuanto a la sensibilidad de los resultados a la variación del parámetro rugosidad (números de Manning en este caso) los resultados parecen indicar una relación estable (para el rango de variación estudiado) entre el aumento/disminución de la lámina de agua y la variación de n , aumentando/disminuyendo en el tramo de Pejibaye en torno a 10 cm por cada aumento/disminución del número de Manning en 0.01 unidades, y entorno a 15 cm en el caso de San Rafael. En cuanto a la variación de la velocidad, ésta es del orden de 0.05 m/s en San Rafael y 0.10 m/s en Pejibaye, al variar 0.01 unidades los números de Manning; aunque en el caso de las velocidades su relación es inversamente proporcional.

Considerando las variaciones de superficie de inundación (Tabla 4) (4.5 % y 9 %, para una variación de n de 0.01 y 0.02 respectivamente) se puede decir que en el presente caso la sensibilidad de los resultados al parámetro rugosidad, es del orden (muchas veces inferior) de la sensibilidad a la elección del modelo hidráulico (1D ó 2D), y sólo ligeramente superior a la sensibilidad al cambio de malla (al menos para las metodologías aquí evaluadas).

A la vista de la Figura 4-37, se puede extraer que la variación de la superficie de inundación, al variar la rugosidad, es más acusada cuanto mayor son los calados. Esta apreciación no debe resultar extraña si se considera cuanto mayor son los

caudales, en concreto a partir de que la avenida ocupa amplias zonas de la llanura de inundación, la superficie de fricción aumenta mucho más rápido que el volumen de agua circulante. De ello se desprende que en el caso de estudios de riesgo de inundación, comparado con otros estudios hidráulicos que consideren caudales reducidos, el parámetro rugosidad toma un peso más importante.

4.4.5. Régimen variable

Considerando los resultados presentados anteriormente, se constata que la cota de la lámina de agua máxima en régimen variable y estacionario no presenta diferencias sensibles. Sin embargo, localmente el campo de velocidades máximo sí puede diferir de una manera más clara de una simulación a la otra.

Esto se debe fundamentalmente a que en el momento en el que la avenida llega a su pico, las situaciones en ambos regímenes son equiparables, pudiéndose asimilar, aproximadamente, el entorno del pico de avenida a un régimen estacionario limitado a un corto intervalo de tiempo. Por el contrario, cuando se consideran las velocidades, los máximos no tienen por qué alcanzarse en el momento del paso del pico, sino que más probablemente al avance del frente de inundación. De este modo las velocidades máximas resultantes de la simulación en régimen variable fueron mayores que en régimen estacionario, particularmente en el caso de San Rafael.

Este efecto se puede asociar en mayor medida al caso de San Rafael, en el cual en el entorno al pico, gran parte del dominio fluvial presenta velocidades relativamente más bajas que durante la llegada de la avenida (en la rama ascendente del hidrograma) cuando comienza a inundarse la llanura. En cambio en el caso de Pejibaye, debido a las fuertes pendientes de sus cursos, incluso en el momento del pico no se produce ningún embalsamiento y las velocidades siguen siendo elevadas (relativamente al resto de la simulación).

4.5. Conclusiones

En el presente estudio se han comparado y analizado el comportamiento de dos modelos hidrodinámicos: HEC-RAS (1D) e IBER (2D), usando como ejemplo dos tramos de la red del río Pejibaye, con objeto de evaluar su mayor o menor aptitud para su aplicación en la valoración del riesgo de inundación. Adicionalmente, se ha analizado la influencia de la calidad y resolución de la geometría de entrada y la sensibilidad de los resultados al número de Manning.

Los modelos hidrodinámicos evaluados producen resultados sensiblemente diferentes, al menos localmente. Cuando la avenida queda dentro del cauce, las diferencias son notables únicamente en zonas que presentan situaciones que son difícilmente capturadas por el modelo unidimensional, como son las bifurcaciones y confluencias y los estrechamientos por puentes. A medida que las aguas sobrepasan el nivel del bankfull, y comienzan a circular por la llanura de inundación, las diferencias se van haciendo más patentes, tanto en términos de las variables hidráulicas consideradas, como en las superficies de inundación obtenidas. A la vista de los resultados, estas diferencias fueron motivadas por el hecho de que el modelo 1D no puede representar la difusión lateral de la onda de inundación, o bien por la incorrecta representación de la dirección del flujo en secciones concretas por parte del modelo unidimensional, cuyos efectos que se propagan aguas arriba.

En cuanto al uso de mallas con elementos más o menos finos, en los términos de los ejemplos aquí planteados, una buena distribución del tamaño de los elementos puede reducir significativamente el número de elementos de la malla, con la consiguiente reducción en los tiempos de cálculo, y producir resultados equiparables. No obstante, conviene prestar atención a la topografía local de las llanuras de inundación, pudiendo ser necesario reducir en algunas áreas el tamaño de los elementos de la malla para recoger las depresiones locales en la llanura de inundación, y no sólo en la zona del cauce.

El efecto de la resolución de los MDE empleados puede a llevar producir resultados, tanto en las variables hidráulicas, como en las superficies de

inundación, con un nivel considerable de error. Tamaños de celda de 30 m no parecen adecuados para realizar estudios de inundabilidad, al menos para tramos de unos pocos Km, con una dimensión transversal de unas pocas decenas de metros. Resoluciones más pequeñas (10 m) pueden ser más válidas, si se descuenta el efecto de la precisión de la información. Igualmente, la fusión o no de la información del levantamiento topográfico en la información fotogramétrica, demostró que la falta de precisión en la zona central del cauce tiene un impacto sensible en las variables hidráulicas, aunque éste fue menos marcado en para los caudales más altos. En este caso, el impacto de la información adicional las superficies de inundación fue pequeño, posiblemente debido a lo accidentado del terreno.

El análisis de sensibilidad del número de Manning probó que las diferencias, para un nivel de incertidumbre razonable de la variable (± 0.02), tiene un impacto moderado en las simulaciones. No obstante, este resultado debe tomarse con cautela ya que las diferencias tienden a ser mayores a medida que los caudales de las avenidas aumentan, como es el caso de los estudios de inundabilidad.

Finalmente, la posibilidad de usar una simulación en régimen variable o estacionario varía en función de si únicamente se requieren las cotas de la lámina de agua o si además se pretende estimar el campo de velocidades máximo de una avenida. En este último caso parece más recomendable, considerando los resultados obtenidos, optar por el régimen variable, ya que dependiendo de las características del curso (pendiente, sinuosidad) las velocidades pueden ser significativamente subestimadas.

En suma, en este estudio se ha mostrado cómo la elección del tipo de modelo hidrodinámico a utilizar, así como el nivel de precisión y certeza de las variables de entrada, requieren un análisis específico de las condiciones específicas del área donde se pretenden aplicar. Queda además patente la importancia de la información topográfica utilizada y su impacto en los resultados; de modo que grandes errores o resoluciones pobres de la topografía, llevan muy probablemente a resultados que se pueden alejar, por mucho, de la realidad.

5. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA PARA PRODUCIR LOS MAPAS DE AMENAZA DE INUNDACIÓN DE PEJIBAYE Y SAN RAFAEL DE PLATANARES

Hasta ahora se ha presentado las consideraciones pertinentes para construir y calibrar los modelos hidrometeorológico e hidrodinámico. En esta sección se presenta los resultados de dichos modelos para producir los mapas de amenaza de inundación en las dos poblaciones donde se han constatado inundaciones importantes, en particular en el caso del huracán César en 1996: Pejibaye y San Rafael de Platanares.

5.1. Tormentas de diseño

Para estimar las superficies de inundación relativas a los diferentes periodos de retorno, es necesario primero establecer una serie de tormentas de diseño, que representen de forma adecuada el régimen de precipitaciones asociado a cada probabilidad de excedencia o a cada PR. En este sentido se probaron dos estrategias diferentes. En primer lugar se utilizaron las tormentas tipo propuestas por el SCS: tipo 1, tipo 1a, tipo 2 y tipo 3. La segunda alternativa empleada se debe desarrollar particularmente para la zona de estudio. Para ello, son necesarias las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF), que representan las intensidades máximas alcanzadas en una localización, dada una duración y una frecuencia determinadas. Con ello, se creó una tormenta de diseño de 12 horas de duración, que se basa en las curvas IDF para la zona de estudio, y en las curvas intensidad área empleadas normalmente por HEC-HMS (USACE, 2000).

Vahrson et al. (1992) establecieron las curvas IDF para los principales centros urbanos de Costa Rica, analizando las series pluviográficas registradas (21 años) en dichos centros urbanos. En el presente estudio se tomó el ajuste para la ciudad de Puntarenas, por presentar un régimen pluviométrico más parecido al de la localización de la cuenca de Pejibaye en la costa pacífica. La expresión utilizada define las intensidades medias para intervalos que van desde los 5 hasta los 120 minutos. Ésta tiene la forma:

$$I = 175.645 - 29.5811 \ln(D) + (34.0524 - 5.32126 \ln(D)) \ln(PR) \quad [1]$$

donde I es la intensidad media de precipitación en mm/h; D es la duración del intervalo en minutos; y PR es el periodo de retorno en años.

Estas curvas son válidas hasta las dos horas de duración del intervalo, por lo que fue necesario extenderlas para estimar las intensidades correspondientes de las duraciones 3, 6 y 12 horas. La estrategia que se siguió fue asumir que entre la duración de 2 horas y 24 horas las curvas se comportan siguiendo la expresión [2] propuesta por Aparicio (1997), y modificada por Pizarro et al. (2008):

$$I = k \frac{PR^m}{D^n} \quad [2]$$

Donde I es la intensidad de precipitación media en el intervalo de referencia; PR es el periodo de retorno; D es la duración del intervalo de referencia; y k , m y n son variables de ajuste.

Con ello, primero se ajustaron las curvas de recurrencia de precipitaciones para la estación de Bolivia (en el centro de la cuenca de estudio) utilizando la serie disponible (1969-2005) de precipitaciones en 24 horas, usando la función de Valores Extremos Generalizados (GEV) por el método de momentos ponderados. Seguidamente se ajustaron los valores de los parámetros k , m y n , mediante un método de mínimos errores cuadráticos. Para que ello sea posible, la ecuación [2] se debe expresar como una función lineal, tomando logaritmos; con lo que dicha expresión toma la forma [3]:

$$\ln(I) = \ln(k) + m\ln(PR) - n\ln(D) \quad [3]$$

Los valores ajustados de los parámetros de ajuste y R^2 , se recogen en la Tabla 5-1:

Tabla 5-1 Valores de ajustados (k , m , y n) y R^2 de las curvas IDF

k	m	n	R^2
342.270034	0.1542	0.4677	0.92

No obstante, este ajuste fue únicamente utilizado para rellenar los huecos de 3, 6 y 12 horas, respetando los valores ya establecidos para el resto de intervalos.

Una vez se obtuvieron las curvas IDF completas, y además con las tormentas tipo del SCS, se pudo simular en HEC-HMS, con el modelo hidrológico calibrado, las tormentas para diferentes PR.

Con intención de seleccionar la tormenta de diseño que mejor se ajuste al régimen de precipitaciones de Pejibaye, se compararon los caudales punta resultantes para cada uno de los PR con la curva de recurrencia de caudales calculada para la estación limnigráfica de Pejibaye (serie 1971-1997) (Maldonado, 2007). En la Tabla 5-2 se exponen los resultados de las diferentes hipótesis frente a los valores que resultan del ajuste de la curva de recurrencia de caudales ya comentada.

Tabla 5-2 Caudales punta generados por las diferentes tormentas de diseño consideradas: SCS tipo 1, tipo 1a, tipo 2, tipo 3 y empleando curvas IDF e intensidad duración (frq)

	q _p 25	q _p 50	q _p 100	q _p 500
scs1	1413.9	2287.5	3588.5	6418.2
scs1a	938.4	1521.4	2372.1	4211.9
scs2	2193.9	3524.7	5514.5	9823.1
scs3	2049.7	3277.1	5072.7	8945.8
frq	1391	1619.5	1864.7	2485.5
Aforo	784	1039	1358	2448

En base a la Tabla 5-2, se ha seleccionado la hipótesis que usa las curvas IDF y las curvas intensidad área (hipótesis *frq*), por presentar mayor similitud con las curvas de recurrencia de caudales calculadas en base a las mediciones forométricas directas, cuando se consideran los caudales punta de PR de 100 y 500 años.

5.2. La inundación provocada por el huracán César en la población de Pejibaye

Para realizar una comprobación de la metodología propuesta, se comparó la cota de la lámina de agua máxima y la extensión de la superficie de inundación de la inundación provocada por el huracán César. Realmente no supone una validación, en sentido estricto, pues los datos para realizarla son demasiado escasos. En cualquier caso se quiso comprobar, de la mejor manera posible, la coherencia de las predicciones del modelo con los registros que se pudieron recopilar. Se contó

únicamente con algunas indicaciones en la población de Pejibaye, sobre los límites de la inundación y la altura alcanzada en algunos edificios. Por otra parte también se disponía de la delimitación de la amenaza de inundación según la CNE, la cual se basa en una inspección sobre el terreno tras la avenida.

En la Tabla 5-3 se muestra la diferencia de cotas simuladas e indicadas. Llama la atención la coherencia de los resultados. A pesar de que la cantidad de puntos de control es muy pequeña, y en algunos la diferencia es grande, da una idea de la similitud entre la simulación y los niveles alcanzados por la avenida.

Tabla 5-3 Comparación de las cotas de la lámina de agua según los resultados de la simulación y las observadas durante la inundación del César. Unidades en metros.

Cota simulada	Cota H. César	Diferencia
423.80	423.91	0.11
432.85	432.82	-0.03
403.05	403.32	0.27
395.75	395.70	-0.05
432.05	430.95	-1.10
Promedio		-0.16

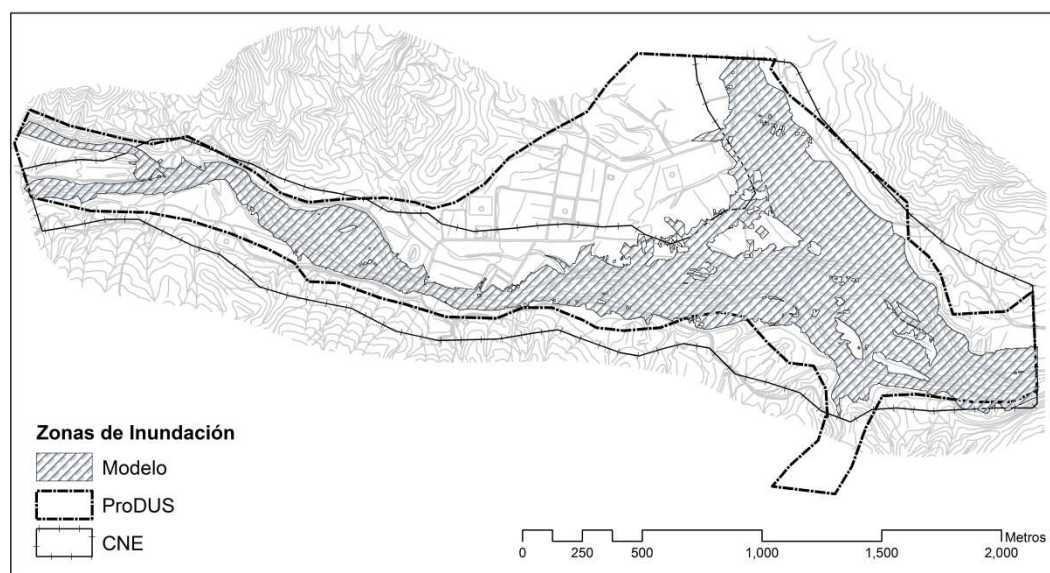


Figura 5-1 Comparación de las zonas de inundación según la CNE, ProDUS y las resultantes de la simulación

En la Figura 5-1 se muestra la comparación entre la Zona de inundación la sugerida por el ProDUS (2007), según la CNE (2006), y la que deriva de este estudio. Se

puede constatar que las tres superficies difieren sensiblemente, sin embargo hay un mayor acuerdo entre la de la CNE y la delimitación que en este apartado se presenta. La mayor diferencia es quizá la inclusión de la zona central de la Población de Pejibaye, ya que en ninguna de las dos últimas delimitaciones queda incluida en la zona de inundación, mientras que en la de ProDUS se incluye la población de Pejibaye (en el centro de la imagen) en su totalidad. Lamentablemente no se pudo disponer de datos más precisos para una verdadera validación del modelo en su totalidad, aunque los resultados parecen razonables.

5.3. Mapas de amenaza de inundación

A continuación se presentan los mapas de amenazas que derivan de este estudio. Para su producción se ha utilizado el modelo hidrometeorológico calibrado, como se ha expuesto en el capítulo 3 de esta tesis, utilizando el hidrograma unitario de Clark y las tormentas de diseño de 100 y 500 años, como se ha explicado anteriormente. Para la modelización hidrodinámica se ha utilizado la malla RTIN. La cual ha sido actualizada con los bloques que representan las casas en ambos pueblos, Pejibaye y San Rafael de Platanares, y la inclusión de los puentes como una combinación de las condiciones internas de vertedero y compuerta.

En ambos casos se aprecian zonas edificadas que quedan dentro de las zonas de riesgo. Es el caso de la urbanización El Colegio de Pejibaye, a orillas del río platanares, la zona de la confluencia de la quebrada Bolivia con el río Pejibaye (marcadas con el 1 y el 4 en la Figura 5-2), la zona de la margen derecha del río Platanares a la altura del puente de San Rafael y de la parte más baja de la calle principal de San Rafael, en la parte más oriental del área urbanizada (marcadas con el 1 y el 2 respectivamente en la Figura 5-3). Esta última zona en la población de San Rafael, presenta la problemática añadida de que en caso de un evento extremo, si se ve afectada la calle, este hecho supondría una dificultad a la hora de poder evacuar a la población o realizar las tareas de asistencia, en caso de emergencia.

Existen otras zonas comprometidas, que pese a no estar estrictamente en la zona de riesgo, se encuentran muy próximas a ella. Estas zonas merecerían una especial consideración a la hora de planificar la gestión del riesgo en estas poblaciones,

pudiéndose planificar estructuras puntuales de protección. Tal es el caso de las zonas 2, 3 y 5 en la Figura 5-2, y de la zona 3 (donde se ubica la escuela de San Rafael) en la Figura 5-3.

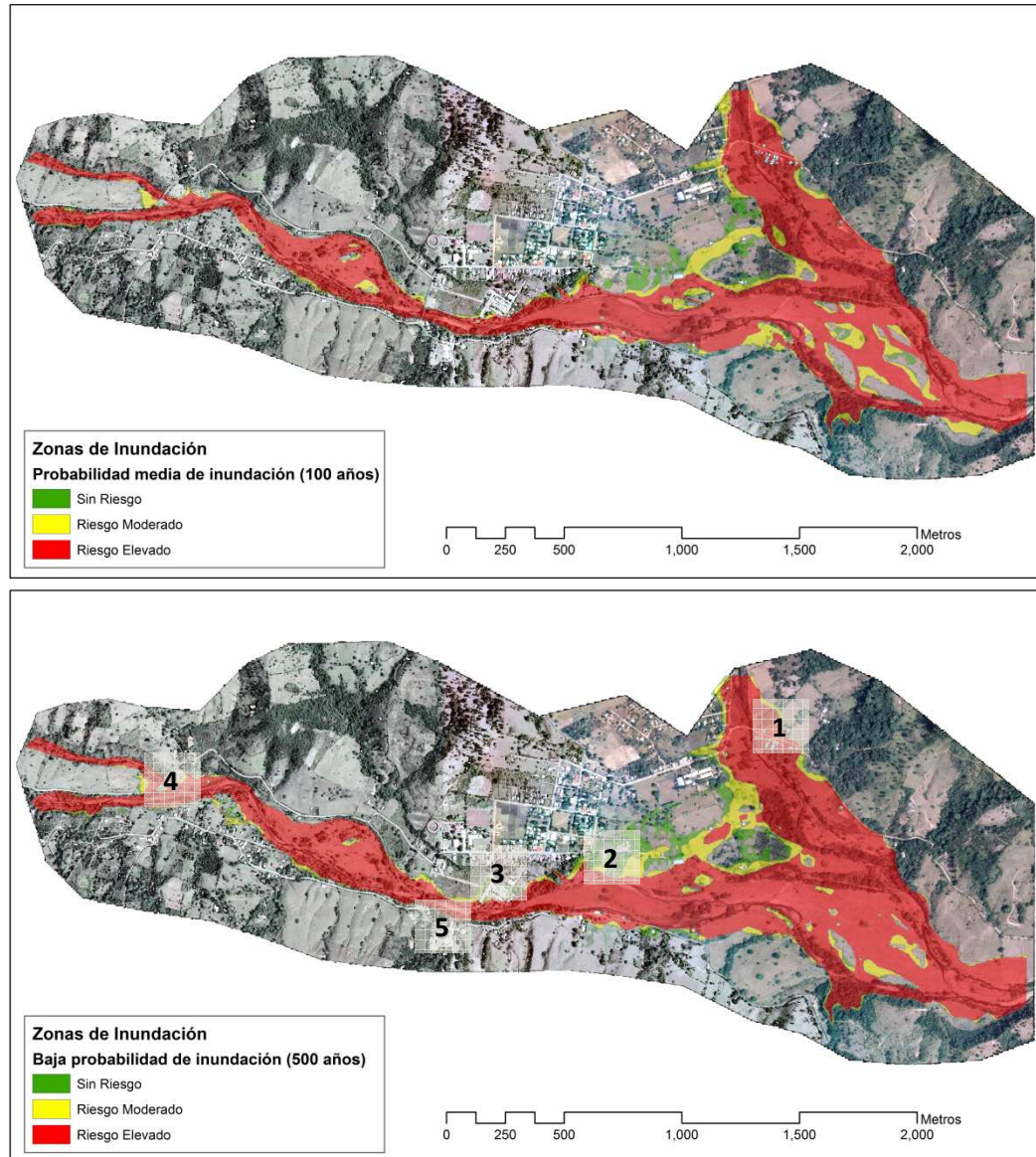


Figura 5-2 Zonas de inundación para el tramo de Pejibaye, con probabilidad de ocurrencia media (arriba) y baja (abajo)

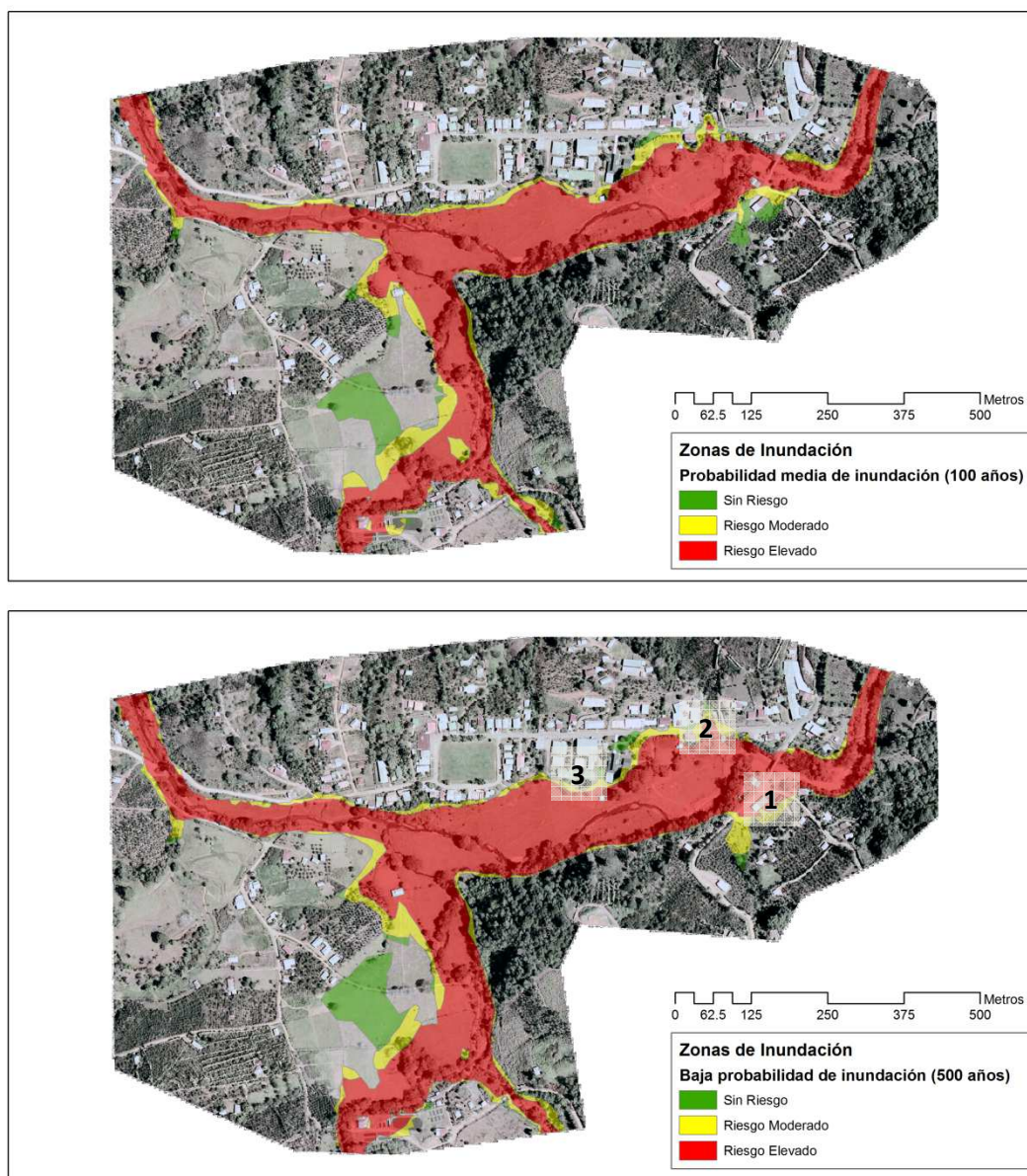


Figura 5-3 Zonas de inundación para el tramo de San Rafael, con probabilidad de ocurrencia media (arriba) y baja (abajo)

6. CONCLUSIONES GENERALES

En esta tesis se ha expuesto de modelo hidrometeorológico y un modelo hidrodinámico para la delimitación de la amenaza de inundación. Dicho modelo se ha demostrado capaz de generar predicciones fehacientes en las condiciones en las que ha sido evaluado. En la medida de lo posible los modelos fueron validados con datos reales, obteniendo unos resultados que reafirman la consistencia de los mismos. Para desarrollar el modelo, la información disponible utilizada se encuentra disponible para la mayor parte del territorio de Costa Rica, si bien ha sido necesario realizar determinados muestreos de campo para completarla. Los resultados confirman, al menos en parte, la necesidad de estos muestreos. Sin embargo, gracias a las técnicas de teledetección, la cantidad de información adicional es reducida.

A continuación se enumeran las conclusiones más relevantes de este estudio:

- Las cuatro configuraciones evaluadas del modelo hidrometeorológico produjeron resultados satisfactorios, al menos a nivel global. Sin embargo el uso del hidrograma unitario de Clark produjo normalmente predicciones más exactas, especialmente cuando se combinó con el método de la distancia inversa para la estimación de la distribución de la precipitación.
- La calibración se mostró clave en la determinación de los parámetros del modelo hidrometeorológico. El esquema de calibración por pasos propuesto optimizó satisfactoriamente los parámetros de este modelo. Este tipo de esquemas son capaces de operar con los diferentes parámetros de una forma ordenada y lógica. Además, el esquema propuesto presenta la ventaja de reducir la incertidumbre en las primeras etapas del mismo, al proveer una distribución inicial entre la escorrentía superficial y el caudal base.
- El parámetro que mayor incertidumbre introduce en este modelo es la precipitación. La determinación de la distribución espacial de la precipitación se presentó como un tema clave para el funcionamiento de los modelos. A la vista de los resultados, la falta de homogeneidad del campo de

precipitación realza la necesidad de un sistema de detección de la lluvia que provea de mediciones distribuidas fiables de la intensidad de precipitación.

- El modelo hidrodinámico 1D evaluado se mostró perfectamente hábil de ofrecer estimaciones fiables, cuando la avenida se concentra en el cauce, donde tiene un comportamiento esencialmente unidireccional, dada la convergencia con el modelo 2D. Sin embargo, cuando el flujo comienza a divagar por la llanura de inundación, o cuando el flujo varía a lo largo del tiempo su comportamiento de acuerdo a la evolución del proceso simulado, los modelos 1D y 2D comienzan a generar resultados sensiblemente diferentes. El análisis recogido en el capítulo 4 indica que son más fiables, en este caso, los resultados ofrecidos por el segundo tipo de modelo. Por tanto, si existe la posibilidad, puede ser preferible el uso de modelos 2D para el estudio de grandes avenidas.
- La topografía destacó como el factor más delicado en la modelización hidrodinámica, por encima de resistencia al flujo de la superficie. La resolución de la información utilizada puede tener un impacto fortísimo en las variables estimadas, obteniendo resultados muy diferentes cuando ésta aumenta. A ello habría además que añadir el propio error de la topografía empleada.
- Se ha demostrado cómo el levantamiento de secciones transversales y puntos de la llanura, puede validar la fuente topográfica en áreas concretas. Además esta información puede ser utilizada para mejorar la precisión final por los métodos aquí comentados.
- La resistencia al flujo es un parámetro de marcada importancia en la simulación de crecidas. En este sentido se hace necesaria un análisis de sensibilidad para conocer el nivel de error de las predicciones, cuando no es posible su validación.
- La fuente cartográfica de la misión CARTA 2005 fue crítica en el desarrollo del modelo. Por fortuna esta base de información se encuentra disponible para más del 80% del territorio de Costa Rica, lo que a su uso para este tipo de estudios.

- A la vista de los resultados, y siguiendo la discusión de los mismos, se ha demostrado como las metodologías propuestas pueden producir resultados confiables con un nivel aceptable de precisión. Asimismo, su aplicación inmediata a nuevas cuencas, en el contexto de Costa Rica, no requiere cantidades importantes de información adicional sobre las bases de datos ya existentes. Sin embargo, el análisis que aquí se plantea podría no ser viable si se plantea su aplicación con un enfoque extensivo a nivel regional, debido al importante volumen de datos que se genera y a la propia limitación computacional (especialmente en el modelo hidrodinámico). Por tanto, sería muy razonable plantear este tipo de estudio después de realizar algún tipo de análisis preliminar, que pueda dar indicios sobre las zonas que puedan presentar problemas de inundación. En este sentido cabe resaltar la importancia de la documentación relativa a eventos históricos y la aplicación de metodologías más sencillas y de menor nivel de precisión, como la utilizada por el ProDUS, para producir mapas de amenaza a nivel cantonal o regional.

7. AGRADECIMIENTOS

Este estudio ha sido posible gracias a la financiación por parte del proyecto INCO-CT2004-510739 EPIC-FORCE (Evidence-based Policy for Integrated Control of Forested River Catchments in Extreme Rainfall and Snowmelt) del VI Programa Marco de la Comisión Europea y de la VIII convocatoria de ayudas al doctorado del Consejo Social de la UPM. Se agradece al PRCR, ICE e IMN por su apoyo y por la disposición de datos, especialmente a Berny Fallas y a Evelyn Quirós.

Se agradece también a Isabel de Gonzalo, Nur Algeet, Fernando González, Nicolás Pageo y Juan Carlos Méndez por su irremplazable ayuda en el trabajo de campo, a Álvaro Muñoz por la ayuda prestada con el inglés y a Javier Bonatti por el apoyo institucional.

8. REFERENCIAS

- Ajami, N. K., Gupta, H., Wagener, T., Sorooshian, S. (2004). "Calibration of a semi-distributed hydrologic model for streamflow estimation along a river system." *J Hydrol*, 298(1-4), 112-135.
- Aparicio, F. (1997). *Fundamentos de Hidrología de Superficie*. Balderas, México: Limusa. 303 p.
- Arcement Jr., G.J., Schneider V.R. (1994) "Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains". United States Geological Survey *Water-supply Paper 2339*. Metric Version.
- Ashley, R. M. (2005). "Flooding in the Future: Predicting Climate Change, Risks and Responses in Urban Areas." *Water Science and Technology*, , 265.
- Barnes, H.H.(1967). "Roughness characteristics of natural channels". United States Geological Survey *Water-supply Paper 1849*
- Bates, P.D.; Wilson, M.D. (2004) "Assimilation of remote observations of surface water into large-scale hydraulic ". *American Geophysical Union, Fall Meeting 2004*, abstract #H22C-06
- Bathurst, J. C., Amezaga, J., Cisneros, F., Novillo, M. G., Iroume, A., Lenzi, M. A., Aguirre, J. M., Miranda, M., Urciuolo, A. (2010). "Forests and floods in Latin America: science, management, policy and the EPIC FORCE project." *Water Int*, 35(2), 114-131.
- Beven, K., Binley, A. (1992). "The Future of Distributed Models - Model Calibration and Uncertainty Prediction." *Hydrol Process*, 6(3), 279-298.
- Beven, K.J. (1989). "Changing Ideas in Hydrology — the Case of Physically-Based Models." *Journal of Hydrology*, 105(1-2), 157-172.
- Beven, K.J. (2000). "Uniqueness of Place and Process Representations in Hydrological Modelling " .
- Beven, K. J. (2001). "Dalton Medal Lecture: How Far can we Go in Distributed Hydrological Modelling?" *Hydrology and Earth System Sciences*, 5(1), 1.
- Beven, K. J.(2006). "A Manifesto for the Equifinality Thesis " *Journal of Hydrology*, 320(1-2), 18-36.

- Brown Jr, C. G. (2005). "Validation of the Shuttle Radar Topography Mission Height Data." *IEEE Trans. Geosci. Remote Sens.*, 43(8), 1707.
- Carabajal, C. C. (2005). "ICESat Validation of SRTM C-Band Digital Elevation Models." *Geophys. Res. Lett.*, 32(22), L22S01.
- Carpenter, T. M. (1999). "National threshold runoff estimation utilizing GIS in support of operational flash flood warning systems." *J Hydrol*, 224(1-2), 21.
- Carpenter, T. M., Georgakakos, K. P. (2004). "Impacts of parametric and radar rainfall uncertainty on the ensemble streamflow simulations of a distributed hydrologic model." *J Hydrol*, 298(1-4), 202-221.
- Carpenter, T. M., Georgakakos, K. P., Sperflage, J. A. (2001). "On the parametric and NEXRAD-radar sensitivities of a distributed hydrologic model suitable for operational use." *J Hydrol*, 253(1-4), 169-193.
- Casas Planes, A., Benito, G., Thorndycraft, V. R., Rico, M. (2005). "Efectos de las Fuentes Cartográficas en los Resultados de la Modelación Hidráulica de Crecidas." *Ingeniería Del Agua*, 12(4), 309.
- CEPAL/UN (Comisión Económica para América Latina/United Nations), (1996). *Efectos de los daños ocasionados por el huracán César sobre el desarrollo de Costa Rica en 1996*. Comisión Económica para América Latina y el Caribe. LC/MEX/L.312. 27th September 1996.
- Chow, V.T. (1959) *Open-channel hydraulics*, McGraw-Hill, New York.
- Chow, V. T., Maidment, D. R., Mays, L. W. (1988). *Applied hydrology*, McGraw-Hill, New York.
- Clark, C. O. (1945). "Storage and the Unit Hydrograph." *T Am Soc Civ Eng*, 110, 1419-1446.
- Cobby, D. M. (2001). "Image Processing of Airborne Scanning Laser Altimetry Data for Improved River Flood Modelling." *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing*, 56(2), 121.
- Collier, C. G. (2007). "Flash flood forecasting: What are the limits of predictability?" *Q J Roy Meteor Soc*, 133(622), 3-23.
- Cunge, J. A. (1969). "On The Subject Of A Flood Propagation Computation Method (Muskingum Method)." *J Hydraul Res*, 7(2), 205.

- Doan, J. H., (2000). *Geospatial hydrologic modeling extension HECGeoHMS user's manual*, U.S. Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center, Davis, CA.
- Eckhardt, K. (2005). "How to construct recursive digital filters for baseflow separation." *Hydrol Process*, 19(2), 507-515.
- Eckhardt, K. (2008). "A comparison of baseflow indices, which were calculated with seven different baseflow separation methods." *J Hydrol*, 352(1-2), 168-173.
- Enfield, D.B., Alfaro, E.J. (1999). "The dependence of Caribbean rainfall on the interaction of the tropical Atlantic and Pacific Oceans". *Journal of Climate* 12: 2093-2103.
- Fenicia, F. (2006). "Is the groundwater reservoir linear? Learning from data in hydrological modelling." *Hydrology and earth system sciences*, 10(1), 139.
- Ferket, B. V. A. (2010). "Internal validation of conceptual rainfall-runoff models using baseflow separation." *J Hydrol*, 381(1-2), 158.
- Fernandez, W., Chacon, R., and Melgarejo, J. (1996). "On the rainfall distribution with altitude over Costa Rica". *Revista Geofisica*, 44: 57-72.
- Ford, D.T., Morris, E.C., Feldman, A.D., (1980). "Corps of Engineers' experience with automatic calibration precipitation-runoff model" in Haimes, Y., and Kindler, J., eds., *Water and related land resource systems*: New York, Pergamon Press, p. 467-476.
- Garen, D. C., Moore, D. S. (2005). "Curve number hydrology in water quality modeling: Uses, abuses, and future directions." *J Am Water Resour As*, 41(2), 377-388.
- Georgakakos, K. P. (1986). "On the Design of National, Real-Time Warning Systems with Capability for Site-Specific, Flash-Flood Forecasts." *B Am Meteorol Soc*, 67(10), 1233-1239.
- Georgakakos, K. P. (2006). "Analytical results for operational flash flood guidance." *J Hydrol*, 317(1-2), 81-103.
- Georgakakos, K. P., Smith, D. E. (2001). "Soil moisture tendencies into the next century for the conterminous United States." *J Geophys Res-Atmos*, 106(D21), 27367-27382.

- Gomes Pereira, L. M. (1999). "Suitability of Laser Data for Deriving Geographical Information:: A Case Study in the Context of Management of Fluvial Zones." *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing*, 54(2-3), 105.
- Hall, J. W. (2005). "National-Scale Assessment of Current and Future Flood Risk in England and Wales." *Nat. Hazards*, 36(1), 147.
- Hardy, R. J., Bates, P. D., Anderson, M. G. (1999). "The Importance of Spatial Resolution in Hydraulic Models for Floodplain Environments." *Journal of Hydrology*, 216(1-2), 124-136.
- Harlin, J., Kung, C. S. (1992). "Parameter Uncertainty and Simulation of Design Floods in Sweden." *J Hydrol*, 137(1-4), 209-230.
- Hawkins RH, Woodward DE, Jiang R, (2001). "Investigation of the runoff curve number abstraction ratio". Paper presented at *USDA-NRCS Hydraulic Engineering Workshop*, Tucson, Arizona
- Horritt, M. S. (2000). "Development of Physically Based Meshes for two-dimensional Models of Meandering Channel Flow." *Int J Numer Methods Eng*, 47(12), 2019.
- Horritt, M. S., Bates, P.D. (2001a). "Predicting Floodplain Inundation: Raster-based Modelling Versus the finite-element Approach." *Hydrol. Process.*, 15(5), 825.
- Horritt, M. S., Bates, P.D. (2001b). "Effects of Spatial Resolution on a Raster Based Model of Flood Flow." *Journal of Hydrology*, 253(1-4), 239.
- Horritt, M. S., Bates, P. D. (2002). "Evaluation of 1D and 2D Numerical Models for Predicting River Flood Inundation." *Journal of Hydrology*, 268(1-4), 87-99.
- Hunter, N. M. (2007). "Simple Spatially-Distributed Models for Predicting Flood Inundation: A Review." *Geomorphology*, 90(3-4), 208.
- Hunter, N. M., Horritt, M. S., Bates, P. D., Wilson, M. D., Werner, M. G. F. (2005). "An Adaptive Time Step Solution for Raster-Based Storage Cell Modelling of Floodplain Inundation " *Adv. Water Resour.*, 28(9), 975-991.
- Khodatalab, N, (2002). "Distributed hydrologic modeling for flow forecasting using high-resolution data". MS Thesis. Department of Hydrology and Water Resources, University of Arizona, Tucson, Arizona.
- Kirpich, Z. P. (1940). "Time of concentration of small agricultural watersheds." *Civil engineering*, 10(6), 362.

- Knight, D.W., Shiono, K., 1996. "River channel and floodplain hydraulics". In: Anderson, M.G., Walling, D.E., Bates, P.D. (Eds.), *Floodplain Processes*. Wiley, Chichester, pp. 139–182.
- Koren, V.I., Finnerty, B.D., Schaake, J.C., Smith, M.B., Seo, D.J., Duan, Q.Y., (1999). "Scale dependencies of hydrology models to spatial variability of precipitation". *J Hydrol*, 217, 285–302.
- Lamb, R. (1999). "Calibration of a conceptual rainfall-runoff model for flood frequency estimation by continuous simulation." *Water Resour Res*, 35(10), 3103.
- Lane, S. N. (1994). "Developments in Monitoring and Modelling small-scale River Bed Topography." *Earth Surf. Process. Landforms*, 19(4), 349.
- LeFavour, G. (2005). "Water Slope and Discharge in the Amazon River Estimated using the Shuttle Radar Topography Mission Digital Elevation Model." *Geophys. Res. Lett.*, 32.
- Lim, K. J., Engel, B. A., Tang, Z. X., Choi, J., Kim, K. S., Muthukrishnan, S., and Tripathy, D. (2005). "Automated Web Gis based hydrograph analysis tool, what." *J Am Water Resour As*, 41(6), 1407-1416.
- Maldonado, C. (2007) *Ordenación hidrológica-forestal de la cuenca del río Pejibaye (Costa Rica): estudio metodológico*. Proyecto de Fin de Carrera de Ingeniería de Montes. ETS. de Montes – UPM. Madrid.
- Marks, K. (2000). "Integration of High-Resolution Topographic Data with Floodplain Flow Models." *Hydrol. Process.*, 14(11-12), 2109.
- Merwade, V. (2008). "GIS Techniques for Creating River Terrain Models for Hydrodynamic Modeling and Flood Inundation Mapping." *Environmental Modelling Software*, 23(10-11), 1300.
- METI/ERSDAC, NASA/LPDAAAC, USGS/EROS. (2009). *ASTER Global DEM validation summary report*.
- Michaud, J., Sorooshian, S., (1994). "Effects of rainfall-sampling errors on simulations of desert flash floods". *Water Resour Res* 30(10), 2765–2775.
- Middelkoop, H., Van Asselt, M. B. A., Van'T Klooster, S. A., Van Deursen, W. P. A., Kwadijk, J. C. J., Buiteveld, H. (2004; 2004). "Perspectives on Flood

- Management in the Rhine and Meuse Rivers" *River Research and Applications*, 20(3), 327-342.
- MIDEPLAN (Ministerio de Planificación Nacional y Política Económica), (1991). *Manual descriptivo de la leyenda del mapa de asociaciones de subgrupos de suelos de Costa Rica*. Developed by Acón y Asociados. Scale 1:200.000. Contract MAG/SEPSA. Programa de Zonificación Agropecuaria. Fondo de Preinversión MIDEPLAN/BIB.
- Miller, W.A., Cunge, J.A., (1975). "Simplified equations of unsteady flow". K. Mahmood and V. Yevjevich, eds., *Unsteady flow in open channels*, Vol. I, Water Resources Publications, Ft. Collins, CO.
- Mishra, S. K., Pandey, R. P., Jain, M. K., Singh, V. P. (2008). "A rain duration and modified AMC-dependent SCS-CN procedure for long duration rainfall-runoff events." *Water Resour Manag*, 22(7), 861-876.
- Mishra SK, Singh VP., (1999). "Behaviour of SCS-CN method in C-Ia*-λ. Socio-economics, and Health Engineering spectrum". Submitted to *Int. Conf. Water, Environment, Ecology, Socio-economics, and Health Engineering*, Oct. 18–21, Korea
- Mishra, S. K., Singh, V. P. (2003). *Soil conservation service curve number (SCS-CN) methodology*, Kluwer Academic, Dordrecht; London.
- Mishra, S. K., Singh, V. P. (2004). "Validity and extension of the SCS-CN method for computing infiltration and rainfall-excess rates." *Hydrol Process*, 18(17), 3323-3345.
- Mora, R. (1998) *Morfodinámica y geodinámica externa Proyecto Hidroeléctrico Los Gemelos, cuenca del río Chirripó Pacífico, Pérez Zeledón, Costa Rica*. San José, Costa Rica. FUNDEVI.
- Nash, J. E., Sutcliffe, J. E. (1970). "River flow forecasting through conceptual models part I--A discussion of principles." *J Hydrol*, 10(3), 282.
- Navarro, E. (2004) *Susceptibilidad ante amenazas naturales de la subcuenca del río General, Pérez Zeledón, Costa Rica*. Proyecto Final de Graduación, Licenciatura en Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica. San José, Costa Rica.

- Nelder, J. A., Mead, R. (1965). "A Simplex-Method for Function Minimization." *Comput J*, 7(4), 308-313.
- Nicholas, A. P. (1997). "Modelling Flood Hydraulics and Overbank Deposition on River Floodplains." *Earth Surf. Process. Landforms*, 22(1), 59.
- NRCS, (1986). *Urban hydrology for small watersheds*. Engineering Division, Soil Conservation Service, U.S. Dept. of Agriculture, [Washington, D.C.], 1 v. (various pagings) pp.
- O'Callaghan, J. F., Mark, D. M. (1984). "The Extraction of Drainage Networks from Digital Elevation Data." *Comput Vision Graph*, 28(3), 323-344.
- O'Kelly, J.J., (1955). "The employment of unit hydrographs to determine the flows of Irish arterial drainage channels". *Proceedings, Institution of Civil Engineers* (Ireland), vol. 4, no.3, p. 365-412.
- Omer, C. R. (2003). "impact of varied data resolution on hydraulic modeling and floodplain delineation." *J. Am. Water Resour. Assoc.*, 39(2), 467.
- Oudin, L., Andreassian, V., Mathevet, T., Perrin, C., and Michel, C. (2006). "Dynamic averaging of rainfall-runoff model simulations from complementary model parameterizations." *Water Resour Res*, 42(7), -.
- Orlandini, S., Rosso, R. (1998). "Parameterization of stream channel geometry in the distributed modeling of catchment dynamics." *Water Resour Res*, 34(8), 1971-1985.
- Paudel, M., Nelson, E. J., Scharffenberg, W. (2009). "Comparison of Lumped and Quasi-Distributed Clark Runoff Models Using the SCS Curve Number Equation." *J Hydrol Eng*, 14(10), 1098-1106.
- Pender, G., Neelz, S. (2007). "Use of Computer Models of Flood Inundation to Facilitate Communication in Flood Risk Management." *Environmental Hazards*, 7(2), 106-114.
- Pizarro, R., Flores, J.P., Sangüesa, C., Martínez, E., León, L. (2008). "Diseño Hidrológico De Zanjias De Infiltración En El Secano Costero e Interior De Las Regiones Semiáridas De Chile." *Bosque (Valdivia)*, 29(2), 136.
- Plate, E. J. (2002). "Flood Risk and Flood Management." *Journal of Hydrology*, 267(1-2), 2.

- Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD), UNICEF, (1997). "Huracán César: de la vivencia del desastre al aprendizaje de la sociedad costarricense para el desarrollo sostenible". San José. C.R. PNUD. 156p. ISBN 9968-9771-1-1
- Ponce, V. M. (1986). "Diffusion Wave Modeling of Catchment Dynamics." *J Hydraul Eng-Asce*, 112(8), 716-727.
- Ponce, V. M., Yevjevich, V. (1978). "Muskingum-Cunge Method with Variable Parameters." *J Hydr Eng Div-Asce*, 104(12), 1663-1667.
- Ponce, V.M., R.H. Hawkins. (1996). "Runoff curve number: Has it reached maturity?" *Journal of Hydrologic Engineering*, ASCE, 1(1), 11-19.
- ProDUS (Programa de Investigación de Desarrollo Urbano Sostenible) (2007). "Amenazas naturales y antrópicas". En: *Plan Regulador Cantonal de Pérez Zeledón. Tomo I: Diagnóstico Físico Ambiental*. San José. Costa Rica. 327 pp.
- Racoviteanu, A. E. (2007). "Evaluating Digital Elevation Models for Glaciologic Applications: An Example from Nevado Coropuna, Peruvian Andes." *Global Planet. Change*, 59(1-4), 110.
- Ramirez-Beltran, N.D., Kuligowski, R.J., Harmsen, E.W., Castro, J.M., Cruz-Pol, S., Cardona, M.J., (2008). "Rainfall estimation from convective storms using the hydro-estimator and NEXRAD". *WTOS*, 7(10): 1016-1027.
- Rouhani, H. (2007). "Parameter estimation in semi-distributed hydrological catchment modelling using a multi-criteria objective function." *Hydrol Process*, 21(22), 2998.
- Ruiz, A., González, X., Herms, I. (2002). "Flood Risk Mapping Based on Airborne Laser Scanner Data: Case of the Llobregat River ". En: *Proceedings of the Int. Conference on Flood Estimation*, 6-8. March 2002, Bern, Switzerland.
- Samuels, P.G., 1990. "Cross-section location in 1-D models". In: White, W.R., Watts, J. (Eds.), *2nd International Conference on River Flood Hydraulics*. Wiley, Chichester, pp. 339-350.
- Scharffenberg, W. A., Fleming, M.J., (2010). *Hydrologic modeling system HEC-HMS user's manual*, version 3.5. U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, Davis, CA.

- Soil Conservation Service (SCS), (1956). "Hydrology". *National Engineering Handbook*, Supplement A, Section 4, Chapter 10, Soil Conservation Service, USDA, Washington, D.C. (various pagings) pp.
- SCS, (1964). "Hydrology". *National Engineering Handbook*. Section 4, Hydrology. Soil Conservation Service, U.S. Dept. of Agriculture, Washington, D.C., 1 v. (various pagings) pp.
- SCS, (1972). "Hydrology". *National Engineering Handbook*. Section 4, Hydrology. The Service : for sale by the Supt. of Docs., U.S. G.P.O., Washington, D.C., 1 v. (various pagings) pp.
- SCS, (1985). "Hydrology". *National Engineering Handbook*. Section 4: Hydrology, Soil Conservation Service, U.S. Dept. of Agriculture, Washington, D.C. (various pagings) pp.
- Shah, S. M. S. (1996a). "Modelling the effects of spatial variability in rainfall on catchment response. 1. Formulation and calibration of a stochastic rainfall field model." *J Hydrol*, 175(1-4), 67.
- Shah, S. M. S. (1996b). "Modelling the effects of spatial variability in rainfall on catchment response. 2. Experiments with distributed and lumped models." *J Hydrol*, 175(1-4), 89.
- Snyder, F. F. 1938. "Synthetic unit-graphs". *Transactions, American Geophysics Union* 19:447-454.
- Straub, T. D., Melching, C. S., Kocher, K. E., Illinois. Office of Water Resources., and Geological Survey (U.S.) (2000). *Equations for estimating Clark unit-hydrograph parameters for small rural watersheds in Illinois*, U.S. Dept. of the Interior Branch of Information Services [distributor], Urbana, Ill. Denver, CO.
- Sun, X., Mein, R.G., Keenan, T.D., Elliott, J.F. (2000). "Flood estimation using radar and raingauge data". *J Hydrol*, 239: 4-18
- Turner, H.M., Burdoin, A.J., (1941). "The flood hydrograph" *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, vol. 28, no. 3, p. 232-281.
- USACE, (1990). *HEC-1 flood hydrograph package, user's manual*. Davis, Calif., U.S. Army Corp of Engineers Hydrologic Engineering Center, Davis, CA., 138p.

- USACE, (2000). *Hydrologic modeling system HEC-HMS Technical Reference Manual*. United States Army Corp of Engineers. Hydrologic Engineering Center, Davis, CA, 149p
- Courant R., Friedrichs K. Lewy H. (1928). "Über die partiellen Differenzengleichungen der mathematischen" *Physik, Mathematische Annalen*, vol.100, No1, pp32–74.
- CEDEX, GEAMA, FLUMEN, CIMNE. (2010). *Manual de referencia hidráulico*. IBER, Modelización bidimensional del flujo en lámina libre en aguas poco profundas.
- Vahrson, W.G., Alfaro, M.; Arauz, I. (1992). *Intensidades máximas de las tormentas sobre los centros urbanos más importantes de Costa Rica*. en: Memoria del IV. congreso de recursos hidráulicos y saneamiento ambiental: 245-256.
- Villagrán de León, J.C., Scott, J., Cárdenas, C., Thompson, S. (2003). "Sistemas de Alerta Temprana en el Hemisferio Americano". Consulta Hemisférica sobre Alerta Temprana.
- Wang, W. (2008) "Evaluation of ASTER GDEM and SRTM, and their Suitability in Hydraulic Modeling of a Glacial Lake Outburst Flood in Southeast Tibet." *Hydrol. Process.*, Published online in Wiley Online Library (wileyonlinelibrary.com) DOI: 10.1002/hyp.8127.
- Werner, M. G. F. (2001). "Impact of Grid Size in GIS Based Flood Extent Mapping using a 1D Flow Model." *Physics and Chemistry of the Earth, Part B: Hydrology, Oceans and Atmosphere*, 26(7-8), 517-522.
- Werner, M.G.F., (2004). *Spatial flood extent modelling. A performance based comparison*. Unpublished PhD thesis, Delft University of Technology, The Netherlands.
- Wilson, M. D., Atkinson, P. M. (2005a). "The use of Elevation Data in Flood Inundation Modelling: A Comparison of ERS Interferometric SAR and Combined Contour and Differential GPS Data " *International Journal of River Basin Management*, 3(1), 3-20.
- Wilson, M.D., Atkinson, P.M., (2005b). "Prediction uncertainty in elevation and its effect on flood inundation modeling". In: Atkinson, P.M., Foody, G.M., Darby, S., Wu, F. (Eds.), *GeoDynamics*. Wiley, Chichester, pp. 185–202.

9. ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1 Cuencas hidrográficas del cantón Pérez Zeledón y mapa de situación en Costa Rica. El marco rojo marca la localización de la cuenca del río Pejibaye. Fuente ProDUS (2007).....	8
Figura 1-2 Manchas de inundación en el cantón de Pérez Zeledón según ProDUS (2007) y según la CNE (2006). Los círculos rojos marcan las zonas consideradas de inundación dentro de la cuenca del río Pejibaye. Fuente ProDUS (2007).	9
Figura 1-3 Zonificación de la amenaza en la cuenca del río Pejibaye, según el criterio de la CNE (2006) que utiliza las inundaciones provocadas por el César. Los círculos rojos marcan las zonas donde se registraron los daños más importantes. Fuente: CNE (2006) .	12
Figura 1-4 Secciones transversales utilizadas para el estudio hidráulico en que se basa la zonificación de la amenaza según ProDUS. Fuente ProDUS (2007).....	15

Figure 3-1. Overview of the study site. Solid line represents Pejibaye watershed divide. Triangles indicate rain gage locations. Thick lines are rivers. In the upper right corner, situation map in Costa Rica.....	26
Figure 3-2. River network scheme represented over the DEM. Solid lines represent the 14 SW. Thick lines indicate calculated stream network and reaches.....	29
Figure 3-3. Outline of the Semi-distributed hydrologic model structure.....	31
Figure 3-4. Simulated and observed storm hydrographs at the Pejibaye watershed outlet, in calibration period.	49
Figure 3-5. Simulated and observed storm hydrographs at the Pejibaye watershed outlet, in validation period.	50
Figure 3-6. Prediction error indicators in calibration (a) and validation (b): PE, RTE, CME, VE, and B.....	53
Figure 3-7. Prediction error indicators in calibration (a) and validation (b): TE, RMSE, MAE, LOG, and PW-RMSE.....	54
Figure 3-8. Flow-duration curves in calibration (a) and validation (b) events. Flow is represented as relative to observed event peak discharge.....	59

Figura 4-1 Red de drenaje y secciones transversales de los tramos Pejibaye (arriba) y San Rafael (abajo)	71
Figura 4-2 Malla RTIN, y detalle, empleadas en el modelo 2D de Pejibaye (arriba) y San Rafael (abajo)	72
Figura 4-3 Malla mixta, y detalle, empleadas en el modelo 2D de Pejibaye (arriba) y San Rafael (abajo). Las zonas ampliadas corresponden a las mismas áreas de la Figura 4-2.....	73
Figura 4-4 Comparación de secciones transversales, extraídas del MDE-fundido, MDE-CARTA05 (MDEC05), MDE-10 m, y MDE-30 m. Arriba las secciones de Pejibaye 3561.43 (izqda.) y 4274.36 (dcha.). Abajo las secciones de San Rafael 1542.94 (izqda.) y 1564.76 (dcha.). En eje de abscisas representa distancias a lo largo de la sección (m); en ordenadas elevación s.n.m. (m).	75
Figura 4-5 Niveles de clasificación del riesgo de acuerdo a las variables calado y velocidad.....	77

Figura 4-6 Diferencia de cotas de lámina de agua y velocidades para los tramos de Pejibaye y San Rafael, entre la simulación con HEC-RAS e IBER (Malla mixta –caudales 1 a 4- y RTIN –caudales 5 a 8) en régimen estacionario. Las cajas representan el rango entre el primer y tercer cuartil, en el que se enmarca la mediana; los bigotes marcan los percentiles 10 y 90; los puntos señalan los percentiles 5 y 95. Se representan los diferentes caudales simulados: Caudales para Pejibaye: 1 y 5: $75 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 2 y 6: $250 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 3 y 7: $750 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 4 y 8: $1250 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$. Caudales para San Rafael: 1 y 5: $60 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 2 y 6: $200 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 3 y 7: $600 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 4 y 8: $1000 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$	79
Figura 4-7 Perfiles longitudinales (izqda.) y detalle (dcha.), para el tramo bajo del río Pejibaye, representando el lecho (Z) y cota de lámina de agua resultante de la simulación con HEC-RAS, IBER-malla mixta e IBER-RTIN. Los subíndices hacen referencia al calado circulante en régimen estacionario: 1: $75 \text{ m}^3/\text{s}$; 2: $250 \text{ m}^3/\text{s}$; 3: $750 \text{ m}^3/\text{s}$; 4: $1250 \text{ m}^3/\text{s}$	80
Figura 4-8 Perfiles longitudinales (izqda.) y detalle (dcha.), para el tramo alto del río Pejibaye, representando el lecho (Z) y cota de lámina de agua resultante de la simulación con HEC-RAS, IBER-malla mixta e IBER-RTIN. Los subíndices hacen referencia al calado circulante en régimen estacionario: 1: $75 \text{ m}^3/\text{s}$; 2: $250 \text{ m}^3/\text{s}$; 3: $750 \text{ m}^3/\text{s}$; 4: $1250 \text{ m}^3/\text{s}$	81
Figura 4-9 Perfiles longitudinales (izqda.) y detalle (dcha.), para el tramo del río Platanares, representando el lecho (Z) y cota de lámina de agua resultante de la simulación con HEC-RAS IBER-malla mixta e IBER-RTIN. Los subíndices hacen referencia al calado circulante en régimen estacionario: 1: $60 \text{ m}^3/\text{s}$; 2: $200 \text{ m}^3/\text{s}$; 3: $600 \text{ m}^3/\text{s}$; 4: $1000 \text{ m}^3/\text{s}$	82
Figura 4-10 Cota de la lámina de agua resultante de la simulación de $75 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tramo de Pejibaye, con HEC-RAS (A); con IBER, usando la malla RTIN (B); y la diferencia de ambos valores de cota (C). Los números y las secciones marcan posiciones en las que las diferencias son más marcadas. Todas las unidades están en metros.	84
Figura 4-11 Cota de la lámina de agua resultante de la simulación de $250 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tramo de Pejibaye, con HEC-RAS (A); con IBER, usando la malla RTIN (B); y la diferencia de ambos valores de cota (C). Los números y las secciones marcan posiciones en las que las diferencias son más marcadas. Todas las unidades están en metros.	85
Figura 4-12 Cota de la lámina de agua resultante de la simulación de $750 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tramo de Pejibaye, con HEC-RAS (A); con IBER, usando la malla RTIN (B); y la diferencia de ambos valores de cota (C). Los números y las secciones marcan posiciones en las que las diferencias son más marcadas. Todas las unidades están en metros.	86
Figura 4-13 Cota de la lámina de agua resultante de la simulación de $1250 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tramo de Pejibaye, con HEC-RAS (A); con IBER, usando la malla RTIN (B); y la diferencia de ambos valores de cota (C). Los números y las secciones marcan posiciones en las que las diferencias son más marcadas. Todas las unidades están en metros.	87
Figura 4-14 Campo de velocidades resultante de la simulación de $75 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tramo de Pejibaye, con HEC-RAS (arriba); y con IBER, usando la malla RTIN (abajo). Los números marcan áreas en las que las diferencias son más marcadas.	88
Figura 4-15 Campo de velocidades resultante de la simulación de $250 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tramo de Pejibaye, con HEC-RAS (arriba); y con IBER, usando la malla RTIN (abajo). Los números marcan áreas en las que las diferencias son más marcadas.	89
Figura 4-16 Campo de velocidades resultante de la simulación de $750 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tramo de Pejibaye, con HEC-RAS (arriba); y con IBER, usando la malla RTIN (abajo). Los números marcan áreas en las que las diferencias son más marcadas.	90

Figura 4-17 Campo de velocidades resultante de la simulación de $1250 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tramo de Pejibaye, con HEC-RAS (arriba); y con IBER, usando la malla RTIN (abajo). Los números marcan áreas en las que las diferencias son más marcadas.	91
Figura 4-18 Cota de la lámina de agua resultante de la simulación de $60 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tramo de San Rafael, con HEC-RAS (A); con IBER, usando la malla RTIN (B); y la diferencia de ambos valores de cota (C). Los números y las secciones marcan posiciones en las que las diferencias son más marcadas. Todas las unidades están en metros.	93
Figura 4-19 Cota de la lámina de agua resultante de la simulación de $200 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tramo de San Rafael, con HEC-RAS (A); con IBER, usando la malla RTIN (B); y la diferencia de ambos valores de cota (C). Los números y las secciones marcan posiciones en las que las diferencias son más marcadas. Todas las unidades están en metros.	94
Figura 4-20 Cota de la lámina de agua resultante de la simulación de $600 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tramo de San Rafael, con HEC-RAS (A); con IBER, usando la malla RTIN (B); y la diferencia de ambos valores de cota (C). Los números y las secciones marcan posiciones en las que las diferencias son más marcadas. Todas las unidades están en metros.	95
Figura 4-21 Cota de la lámina de agua resultante de la simulación de $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tramo de San Rafael, con HEC-RAS (A); con IBER, usando la malla RTIN (B); y la diferencia de ambos valores de cota (C). Los números y las secciones marcan posiciones en las que las diferencias son más marcadas. Todas las unidades están en metros.	96
Figura 4-22 Campo de velocidades resultante de la simulación de $60 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tramo de San Rafael, con HEC-RAS (arriba); y con IBER, usando la malla RTIN (abajo). Los números marcan áreas en las que las diferencias son más marcadas.	97
Figura 4-23 Campo de velocidades resultante de la simulación de $200 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tramo de San Rafael, con HEC-RAS (arriba); y con IBER, usando la malla RTIN (abajo). Los números marcan áreas en las que las diferencias son más marcadas.	98
Figura 4-24 Campo de velocidades resultante de la simulación de $600 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tramo de San Rafael, con HEC-RAS (arriba); y con IBER, usando la malla RTIN (abajo). Los números marcan áreas en las que las diferencias son más marcadas.	99
Figura 4-25 Campo de velocidades resultante de la simulación de $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tramo de San Rafael, con HEC-RAS (arriba); y con IBER, usando la malla RTIN (abajo). Los números marcan áreas en las que las diferencias son más marcadas.	100
Figura 4-26 Tiempos de cálculo para las simulaciones en régimen estacionario en los tramos de Pejibaye y San Rafael. Las variaciones de caudal se producen en los instantes 3600, 7200 y 10800 segundos.	101
Figura 4-27 Diferencia de cotas de lámina de agua y velocidades para los tramos de Pejibaye y San Rafael, entre las simulaciones con IBER en régimen estacionario. Las cajas representan el rango entre el primer y tercer cuartil, en el que se enmarca la mediana; los bigotes marcan los percentiles 10 y 90; los puntos señalan los percentiles 5 y 95. Se representan los diferentes caudales simulados: Caudales para Pejibaye: 1: $75 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 2: $250 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 3: $750 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 4: $1250 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$. Caudales para San Rafael: 1: $60 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 2: $200 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 3: $600 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 4: $1000 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$	102
Figura 4-28 Ejemplo de diferencias locales en los campos de velocidades en el tramo de Pejibaye.	103
Figura 4-29 Ejemplo de diferencias locales en los campos de velocidades en el tramo de Pejibaye.	103

Figura 4-30 Diferencias entre MDE fundido (original) y MDE extraído de la malla de cálculo, para el tramo de Pejibaye. A: MDE original – MDE malla mixta; y B: MDE original – malla RTIN. Los círculos marcan zonas con mayor error. Unidades en metros.	104
Figura 4-31 Diferencia de cotas de lámina de agua y velocidades para los tramos de Pejibaye y San Rafael, entre las simulaciones en IBER, representando los resultados del MDE de CARTA05 menos los del MDE fundido. Las cajas representan el rango entre el primer y tercer cuartil, en el que se enmarca la mediana; los bigotes marcan los percentiles 10 y 90; los puntos señalan los percentiles 5 y 95. Se representan los diferentes caudales simulados: Caudales para Pejibaye: 1: $75 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 2: $250 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 3: $750 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 4: $1250 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$. Caudales para San Rafael: 1: $60 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 2: $200 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 3: $600 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 4: $1000 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$	105
Figura 4-32 Diferencia de cotas de lámina de agua y velocidades para los tramos de Pejibaye y San Rafael, entre las simulaciones en IBER, representando los resultados del MDE 10m menos los del MDE fundido 2m. Las cajas representan el rango entre el primer y tercer cuartil, en el que se enmarca la mediana; los bigotes marcan los percentiles 10 y 90; los puntos señalan los percentiles 5 y 95. Se representan los diferentes caudales simulados: Caudales para Pejibaye: 1: $75 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 2: $250 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 3: $750 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 4: $1250 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$. Caudales para San Rafael: 1: $60 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 2: $200 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 3: $600 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 4: $1000 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$	106
Figura 4-33 Diferencia de cotas de lámina de agua y velocidades para los tramos de Pejibaye y San Rafael, entre las simulaciones en IBER, representando los resultados del MDE 30m menos los del MDE fundido 2m. Las cajas representan el rango entre el primer y tercer cuartil, en el que se enmarca la mediana; los bigotes marcan los percentiles 10 y 90; los puntos señalan los percentiles 5 y 95. Se representan los diferentes caudales simulados: Caudales para Pejibaye: 1: $75 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 2: $250 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 3: $750 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 4: $1250 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$. Caudales para San Rafael: 1: $60 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 2: $200 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 3: $600 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 4: $1000 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$	107
Figura 4-34 Análisis de sensibilidad. Diferencia de cotas de lámina de agua y velocidades para los tramos de Pejibaye y San Rafael, variando los números de Manning +0.02 (caudales 1, 5, 9 y 13); + 0.01 (casos 2, 6, 10 y 14); - 0.01 (casos 3, 7, 11 y 15); - 0.02 (casos 4, 8, 12 y 16). Las cajas representan el rango entre el primer y tercer cuartil, en el que se enmarca la mediana; los bigotes marcan los percentiles 10 y 90; los puntos señalan los percentiles 5 y 95. Se representan los diferentes caudales simulados: Caudales para Pejibaye: 1 a 4: $75 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 4 a 8: $250 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 9 a 12: $750 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 13 a 16: $1250 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$. Caudales para San Rafael: 1 a 4: $60 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 4 a 8: $200 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 9 a 12: $600 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; 13 a 16: $1000 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$	108
Figura 4-35 Comparación de las superficies de inundación para HEC-RAS e IBER (con la malla RTIN y mixta) con diferentes caudales en régimen estacionario. Tramo de Pejibaye (izquierda) y San Rafael (derecha).	109
Figura 4-36 Comparación de las superficies de inundación para IBER usando diferentes geometrías: MDE fundido 2m; MDE CARTA 05 2m; MDE 10m; y MDE30m; con diferentes caudales en régimen estacionario. Tramo de Pejibaye (izquierda) y San Rafael (derecha).	112
Figura 4-37 Comparación de las superficies de inundación para IBER variando el número de Manning desde menos 0.02 hasta más 0.02; con diferentes caudales en régimen estacionario. Tramo de Pejibaye (izquierda) y San Rafael (derecha).	112
Figura 4-38 Hidrograma adimensional utilizado para la simulación en régimen variable.....	113

Figura 4-39 Diferencias en el campo de velocidades comparando la simulación en régimen variable y estacionario ([variable]-[estacionario]) en la zona del puente de la quebrada Bolivia	114
Figura 4-40 Diferencias en el campo de velocidades comparando la simulación en régimen variable y estacionario ([variable]-[estacionario]) en la zona del puente del río Platanares ...	114
Figura 4-41 Diferencias en el campo de velocidades comparando la simulación en régimen variable y estacionario ([variable]-[estacionario]) en la zona de confluencia del tramo de San Rafael.....	115
Figura 4-42 Diferencias en el campo de velocidades comparando la simulación en régimen variable y estacionario ([variable]-[estacionario]) en la zona del puente aguas abajo del tramo de San Rafael.....	115
Figura 4-43 Paso de la avenida de 60 m ³ /s (arriba) y 1000 m ³ /s (abajo), por la zona del puente situado aguas abajo del tramo de San Rafael. Los vectores representan la dirección del flujo.	117
Figura 4-44 Paso de la avenida de 750 m ³ /s por la zona de confluencia al final del tramo de Pejibaye. Los vectores marcan la dirección del flujo.	118
Figura 5-1 Comparación de las zonas de inundación según la CNE, ProDUS y las resultantes de la simulación.....	130
Figura 5-2 Zonas de inundación para el tramo de Pejibaye, con probabilidad de ocurrencia media (arriba) y baja (abajo).....	132
Figura 5-3 Zonas de inundación para el tramo de San Rafael, con probabilidad de ocurrencia media (arriba) y baja (abajo).....	133

10. ÍNDICE DE TABLAS

Table 3-1. Selected events in calibration (2006-2007) and validation (2008-2009) periods.	30
Table 3-2. Coefficients of determinant (R^2) and Nash Sutcliffe efficiency coefficients (NS) for the 4 different configurations of HEC-HMS, in calibration and validation periods.	47
Table 3-3. Scale factors for each model parameter, and HEC-HMS configuration, after calibration.	48
Table 3-4. Error indicators for each event and HEC-HMS configuration. Units: PE ($\text{m}^3\text{s}^{-1}/\text{m}^3\text{s}^{-1}$); TE (min); CME (min/min); VE (m^3/m^3).	51
Table 3-5. Average error indicators ($\pm\text{SE}$) for each HEC-HMS configuration in calibration and validation periods.	52
Tabla 4-1 Características de las mallas de cálculo empleadas	74
Tabla 4-2 Diferencias de las superficies de inundación de la malla mixta y HEC-RAS respecto a la simulación 2D con malla RTIN	109
Tabla 4-3 Diferencias de las superficies de inundación de las diferentes geometrías empleadas respecto a la geometría MDE fundido.	110
Tabla 4-4 Diferencias relativas entre superficie de inundación obtenida con los valores iniciales de rugosidad (n Manning) y al variarlos desde menos 0.02 hasta más 0.02 unidades.	111
Tabla 4-5 Diferencia media y desviación estándar de calados y velocidades, calculado como valor en régimen variable menos valor en régimen estacionario.	113
Tabla 5-1 Valores de ajustados (k , m , y n) y R^2 de las curvas IDF.	128
Tabla 5-2 Caudales punta generados por las diferentes tormentas de diseño consideradas: SCS tipo 1, tipo 1a, tipo 2, tipo 3 y empleando curvas IDF e intensidad duración (frq)	129
Tabla 5-3 Comparación de las cotas de la lámina de agua según los resultados de la simulación y las observadas durante la inundación del César. Unidades en metros.	130